



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

**MÉTODO DE ANÁLISIS BASADO EN DESPLAZAMIENTOS CON CONTROL DE DAÑO
LOCAL Y GLOBAL PARA EL DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE CONCRETO
REFORZADO**

TESIS

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
CRISTHIAN ALBERTO MONTIEL AMAYA

TUTOR PRINCIPAL:
DR. GUSTAVO AYALA MILIÁN
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CIUDAD DE MÉXICO, ABRIL 2021



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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. Oscar Alberto López Bátiz**
Secretario: **Dr. Orlando Javier Díaz López**
1^{er} Vocal: **Dr. Amado Gustavo Ayala Milian**
2^{do} Vocal: **Dr. Saúl Esteban López Ríos**
3^{er} Vocal: **Dr. Jesús Miguel Bairán García**

Lugar donde realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

Dr. Amado Gustavo Ayala Milian

DEDICATORIA

A mis padres:

Leobardo y Melba,

por qué siempre han creído en mí y sobre todo por su cariño

y apoyo incondicional.

A mi hermano:

Bryant,

Por su apoyo y sus constantes palabras motivadoras e incitarme a ser

una mejor persona cada día.

AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Gustavo Ayala Milián, por darme la oportunidad de ser parte de su gran grupo de trabajo, brindándome su asesoría, tiempo y paciencia durante el desarrollo de este trabajo de investigación.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, la casa máxima de estudios del país, por haberme permitido realizar mis estudios de posgrado y ser parte de su historia.

A mis amigos Ernesto, Abraham, Manuel, Santiago, Omar, Marco y Julián, por su compañerismo y los buenos momentos vividos en esta etapa.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM y a los profesores del posgrado en Ingeniería Estructural por transmitirme sus conocimientos y por facilitarme recursos para el desarrollo de este trabajo de investigación.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, CONACyT por el apoyo económico brindado durante mis estudios de maestría.

RESUMEN

En esta tesis se presenta un método aproximado de diseño sísmico basado en desplazamientos con control de daño, tanto local como global, en marcos regulares de concreto reforzado. El método consiste en aproximar el desempeño no lineal de una estructura de múltiples grados de libertad (MGDL) mediante el de un oscilador de un grado de libertad (1GDL) con las propiedades del modo fundamental, y su comportamiento se caracteriza por una curva bilineal de comportamiento del sistema de referencia, construida a partir de dos análisis modales, los cuales corresponden a un estado elástico y a uno inelástico de una estructura prediseñada. El estado inelástico está definido a partir de una distribución de daño en los extremos de las vigas, a través de rotulas plásticas perfectas y consistente con un mecanismo deseado (columna fuerte-viga débil). El desplazamiento de fluencia de esta curva se define a partir de las propiedades geométricas y de los materiales de la estructura prediseñada en su estado elástico, y su desplazamiento último se limita con un control de daño local (rotaciones máximas permisibles en vigas).

El daño local se controla mediante una ecuación de desplazamiento inelástico que permite que las rotaciones de las vigas cumplan con un objetivo de desempeño deseado a través de la ductilidad local en términos de rotaciones. Esta ecuación es una modificación a la metodología propuesta por López y Ayala (2013). Una vez que se tiene el control de daño local es posible estimar el daño global mediante la construcción de la curva de comportamiento del sistema de referencia y consecuentemente estimar el desplazamiento último. De las demandas de resistencia definidas por la curva de comportamiento se obtienen los elementos mecánicos para el diseño. El método se valida mediante la comparación de resultados del diseño de tres marcos de concreto reforzado con los obtenidos de análisis dinámicos no lineales paso a paso empleando como demanda sísmica la componente este-oeste del registro de la estación SCT del sismo de Michoacán del 19 de septiembre de 1985.

ÍNDICE

RESUMEN	IV
INDICE.....	V
LISTA DE FIGURAS.....	VIII
LISTA DE TABLAS	X
CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN	1
1.1. Antecedentes	1
1.2. Objetivos y alcances.....	3
1.3. Organización del trabajo	3
CAPÍTULO II ESTADO DEL ARTE DEL DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO	5
2.1. Diseño sísmico basado en desempeño	5
2.2. Niveles de desempeño.....	7
2.3. Objetivos de desempeño	8
2.4. Niveles de diseño sísmico	9
2.5. Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México.....	10
2.6. Diseño sísmico basado en Resiliencia.....	11
CAPÍTULO III MÉTODOS DE DISEÑO SISMICO	13
3.1. Diseño sísmico basado en fuerzas.....	13
3.1.1. Método estático equivalente.....	14
3.1.2. Análisis modal espectral	17
3.2. Algunos problemas con el diseño basado en fuerzas	18
3.2.1. Interdependencia de resistencia y rigidez	18
3.2.2. Capacidad de ductilidad y factor de reducción de fuerzas	19
3.2.3. Relación entre resistencia y demanda de ductilidad.....	21
3.3. Diseño sísmico basado en desplazamientos	22
3.4. Métodos de diseño basados en desplazamientos.....	25

3.4.1.	Método directo de diseño basado en desplazamiento (DDBD) Priestley <i>et al.</i> (2007).....	25
3.4.2.	Método de diseño sísmico basado en deformaciones para edificios de concreto reforzado utilizando análisis dinámicos inelástico de Kappos y Stefanidou (2010).....	32
3.4.3.	Diseño sísmico directo basado en prestaciones de estructuras de concreto reforzado irregulares de Bairán y Montoya (Montoya, 2016)	36
3.5.	Comentarios de los métodos de diseño basados en desplazamientos de Priestley, et. al, en deformaciones de Kappos y Stefanidou, y en desempeño para estructuras irregulares de Montoya y Bairán	40
CAPÍTULO IV MÉTODO DE ANÁLISIS BASADO EN DESPLAZAMIENTOS CON CONTROL DE DAÑO LOCAL Y GLOBAL PARA EL DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO.....		42
4.1.	Generalidades.....	42
4.2.	Hipótesis del método de diseño propuesto.....	43
4.3.	Descripción del método de diseño propuesto.....	44
4.3.1.	Contribución de los modos superiores	45
4.3.2.	Desplazamiento último	45
4.3.3.	Procedimiento de diseño	51
4.3.4.	Consideraciones para el diseño	57
CAPÍTULO V EJEMPLOS DE APLICACIÓN.....		58
5.1.	Generalidades.....	58
5.2.	Descripción de los edificios	58
5.3.	Aplicación del procedimiento	61
5.4.	Validación del procedimiento propuesto	69
5.4.1.	Análisis dinámico no lineal.....	69
5.4.2.	Comparación de resultados	69
Capítulo VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		77
6.1.	Conclusiones	77
6.2.	Recomendaciones	79

REFERENCIAS..... 80

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Diagrama de flujo del proceso del diseño basado por desempeño (Adaptada de FEMA 445, 2006)	6
Figura 2.2 Matriz de objetivos del diseño basado en desempeño (VISION 2000, SEAOC, 1995)	9
Figura 2.3. Matriz de desempeño de las NTC-DS 2017	11
Figura 3.1 Influencia de la resistencia en la relación momento-curvatura. (Adaptada de Priestley et al. 2007)	19
Figura 3.2 Regla de igual desplazamientos (Adaptada de Priestley, et al., 2007)	20
Figura 3.3 Relación resistencia vs demanda de ductilidad (Adaptada de Priestley, et. al.,2007)	21
Figura 3.4 Comportamiento de un muro de concreto reforzado (adaptado de fib 2003)	23
Figura 3.6 Fundamentos del diseño directo basado en desplazamiento.....	27
Figura 3.7 Definición de la pendiente del diagrama M- θ y definición de α para las vigas.....	34
Figura 3.8. Definición de la estructura elástica y la estructura auxiliar (Montoya, 2016)	36
Figura 3.9 Estimación del estado final de los pasos de diseño del DLA (Montoya, 2016)	37
Figura 3.10 Superposición de la estructura elástica y auxiliar en una curva fuerza-deformación para un valor determinado del parámetro de control (α).....	38
Figura 4.1 Transformación de la curva de capacidad a la curva de comportamiento del sistema de referencia del modo fundamental.....	43
Figura 4.2 Representación de los modelos simplificados	44
Figura 4.3 CCSR en función de las propiedades de los modelos simplificados	45
Figura 4.4 Descomposición del desplazamiento de entrepiso del ensamble viga-columna.....	46
Figura 4.5. Obtención de la resistencia de fluencia correspondiente a T_{EI}	54
Figura 4.6 Curva de comportamiento del sistema de referencia	55
Figura 4.7 Espectros elásticos de resistencias escalados para los análisis modales espectrales	56
Figura 5.1 Planta y elevación de los marcos de concreto de 8, 12 y 17 niveles	60
Figura 5.2 Componente este-oeste del registro sísmico en la estación SCT para el sismo de Michoacán el 19 de septiembre de 1985	61

Figura 5.3 Propuesta de daño para los modelos de 8, 12 y 17 niveles en los extremos de las vigas	62
Figura 5.4 Obtención de la resistencia de fluencia (R_y/m) del marco de 8 niveles.	65
Figura 5.5a Curvas de comportamiento de los modelos de 8 y 12 niveles, respectivamente	66
Figura 5.5b Curvas de comportamiento del modelo de 17 niveles	66
Figura 5.6 Perfil de desplazamientos y distorsiones del marco de 8 niveles	67
Figura 5.7 Perfil de desplazamientos y distorsiones del marco de 12 niveles	68
Figura 5.8 Perfil de desplazamientos y distorsiones del marco de 17 niveles	68
Figura 5.9 Comparación entre los resultados del método de diseño y el del análisis dinámico no lineal del Marco 8 N	70
Figura 5.10 Comparación entre los resultados del método de diseño y el del análisis dinámico no lineal del marco 12 N.....	70
Figura 5.11 Comparación entre los resultados del método de diseño y el del análisis dinámico no lineal del marco 17 N.....	71
Figura 5.12 Distribución de daño considerada en el método de diseño y la del análisis dinámico no lineal del marco de 8 N.	73
Figura 5.13 Distribución de daño considerada en el método de diseño y la del análisis dinámico no lineal del marco de 12 N.....	74
Figura 5.14 Distribución de daño considerada en el método de diseño y la del análisis dinámico no lineal del marco de 17 N.....	74

LISTA DE TABLAS

Tabla 3.1 Tabla de procedimientos de diseño basado en desplazamientos.....	25
Tabla 4.1 Tabla 10-7 del ASCE 41-17 “Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales- vigas de concreto reforzado”.....	50
Tabla 5.1 Tabla de cargas muertas y vivas utilizadas en los ejemplos	59
Tabla 5.2 Sección transversal de los elementos para cada marco	61
Tabla 5.3 Secciones transversales finales de los marcos de concreto.....	63
Tabla 5.5 Propiedades dinámicas de los modelos elásticos y dañados	63
Tabla 5.6 Desplazamiento de fluencia del sistema de referencia de cada marco de concreto reforzado....	63
Tabla 5.7 Valores necesarios determinar el desplazamiento último S_{du} , de acuerdo con la sección 4.3.1 .	64
Tabla 5.8 Valores de rigidez post-fluencia y ductilidad global.	64
Tabla 5.9 Resistencia de fluencia (R_y/m) de los marcos de concreto reforzado analizados	65
Tabla 5.10 Resistencia de última (R_u/m) de los marcos de concreto reforzado analizados	65
Tabla 5.11 Factores de escala para realizar los análisis modales espectrales para los modelos de cada marco de concreto.....	67
Tabla 5.12 Rotaciones máximas en vigas obtenidas del análisis no lineal del marco de 8 niveles de concreto reforzado	75
Tabla 5.13 Rotaciones máximas en vigas obtenidas del análisis no lineal del marco de 12 niveles de concreto reforzado	75
Tabla 5.14 Rotaciones máximas en vigas obtenidas del análisis no lineal del marco de 18 niveles de concreto reforzado	76

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

En los últimos años se han presentado eventos sísmicos moderados y de gran intensidad tales como: Loma Prieta en 1989, Northridge en 1994, Kobe en 1995, Michoacán en 1985 y el más reciente, el de Puebla-Morelos ocurrido a 120 km de la Ciudad de México, el 19 de septiembre del 2017. Estos sismos, como otros, han dejado grandes pérdidas humanas y/o económicas, debido a que las estructuras sismorresistentes no han garantizado un desempeño sísmico satisfactorio, lo cual pone en evidencia las limitaciones que tienen los métodos actuales de diseño. El enfoque actual es el basado en fuerzas, dado en los códigos modernos para el diseño sismorresistente y consiste, de manera general, en calcular un patrón de cargas asociado al modo fundamental o mediante análisis modales espectrales elásticos, donde el espectro es reducido por el factor de ductilidad y el factor de sobrerresistencia; se llevan a cabo un análisis elástico para encontrar las fuerzas en los elementos y diseñar. El factor de ductilidad se define a criterio del diseñador, en función del sistema estructural que se esté usando y del nivel de detallado que se pretende proporcionar para asegurar cierta capacidad de deformación. Finalmente, las distorsiones inelásticas de entrepiso obtenidas ante las fuerzas de diseño son comparadas con los límites permisibles prescritos. Si es necesario, se le puede rigidizar la estructura para asegurar que los desplazamientos no excedan los límites especificados. Sin embargo, una limitante de la filosofía basada en fuerzas es que estos métodos consideran factores de reducción de fuerzas para obtener las resistencias de diseño de los elementos estructurales, representando inadecuadamente el comportamiento inelástico de los elementos. Estos factores de reducción tratan de representar el daño global pero no representan el comportamiento real y, por lo tanto, las fuerzas que se obtienen no son valores adecuados del daño esperado.

Se reconoce que el desempeño de una estructura durante un terremoto está en función de la demanda de ductilidad de desplazamiento, definido como la relación entre el desplazamiento último de azotea desarrollado durante un evento sísmico y el desplazamiento de fluencia. Priestley *et al.* (2007) demuestra que usar factores de ductilidad para reducir fuerzas sísmicas dado un sistema estructural no es lo más apropiado ya que no toma en cuenta el hecho de que la capacidad de ductilidad también está en función de la geometría y de las dimensiones de los elementos, no sólo de configuración estructural. Un ejemplo de esto es en el diseño de marcos dúctiles donde la capacidad de ductilidad depende de la contribución del desplazamiento de fluencia, que está compuesto por la flexión de la viga, la flexión de la columna, la deformación por cortante, y la deformación por cortante del nudo.

Debido a lo anterior , en la década de 1990 se concibió la denominada filosofía de diseño sísmico basado en desempeño, que consiste en la selección de apropiados esquemas de evaluación que permitan que las estructuras tengan un dimensionado y detallado de sus elementos estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que para un nivel de movimiento sísmico y con diferentes niveles de confiabilidad, la estructura no debería presentar daños más allá de ciertos estados límites (SEOAC, 1995). Tiene por objetivo desarrollar metodologías que permitan concebir, diseñar, construir y mantener edificaciones capaces de exhibir un desempeño predecible, cuando son afectadas por sismos. Por tal sentido, se impulsó una serie de propuestas para la evaluación y diseño de edificaciones, entre ellas fueron el comité VISION 2000 (SEAOC, 1995), la propuesta del ATC-40 (1996) y FEMA 273 (1997), basadas en conceptos de desempeño.

Lo anterior mencionado, ha motivado la búsqueda y desarrollo de procedimientos de análisis y diseño sísmico alternos que garanticen el cumplimiento de un objetivo de desempeño, lo cuales han recibido el nombre de métodos basado en desplazamiento. Estos métodos buscan aproximar el comportamiento no lineal de la estructura y, de esta forma, garantizar un objetivo de desempeño, a través de una formulación transparente y de fácil aplicación. Uno de los más conocidos es el propuesto por Priestley *et al.* (2007) donde el enfoque utilizado, está basado en el artificio de la estructura substituta (Shibata y Sozen 1976). Otras metodologías propuestas son las de López y Ayala (2013), Kappos y Stefanidou (2010), Chopra y Goel (2001), Panagiotakos y Fardis (1999), entre otros.

El desplazamiento, de acuerdo con algunos investigadores, es la forma más directa de medir la intensidad del daño en una estructura al ser excitada por un sismo, puesto que los desplazamientos están relacionados directamente con las deformaciones y a su vez éstas con el daño estructural. Por lo tanto, al tener un control de desplazamiento en la estructura, se tiene un control del daño en sus elementos que la componen.

Por otra parte, el concepto de resiliencia sísmica es de gran importancia y de interés en la actualidad, ya que, si bien el diseño basado en desempeño surge como una medida para garantizar un cierto nivel de desempeño de acuerdo a las necesidades y objetivos que establezcan para la infraestructura evaluada. Sin embargo, este criterio, a pesar de prevenir pérdidas en términos de vida humana y limitar los daños, no toma en cuenta las consecuencias que conlleva esos daños al desarrollo socioeconómico post-sismo, por lo que, la siguiente filosofía de diseño que los ingenieros deben adoptar es el diseño basado en resiliencia. La resiliencia sísmica se define como la capacidad de un sistema, comunidad o sociedad potencialmente expuesta a una amenaza sísmica para adaptarse, resistir y cambiar para alcanzar y mantener un nivel aceptable de funcionamiento, así como aprender de los desastres pasados para una protección futura y mejorar la reducción del riesgo sísmico. La resiliencia sísmica abarca dos cosas, medir el impacto del terremoto en la sociedad y la capacidad de recuperarse de este evento (Miranda, 2014). De este modo con

la ayuda de métodos aproximados como los mencionados anteriormente y la ingeniería sísmica basada en desempeño pueden contribuir a ello para mejorar la resistencia sísmica de las edificaciones y aprovechar al máximo la capacidad inelástica de sus elementos.

1.2. Objetivos y alcances

Con base en lo anterior, En esta tesis se propone una metodología de diseño sísmico basado en desplazamiento con control de daño local y global para estructuras formadas por marcos regulares de concreto reforzado, tomando como índices de desempeño las rotaciones de vigas y distorsiones de entrepiso que prescriben los códigos de diseño. El procedimiento de diseño propuesto se basa en el método desarrollado por López y Ayala (2013). Este método se enfoca en determinar una curva de comportamiento de un sistema de un grado de libertad que garantice un desplazamiento objetivo, de acuerdo a un nivel de desempeño asociado a una distribución de daño, y a partir de espectros escalados, determinar la resistencia de los elementos estructurales. En este trabajo, el método se extiende en proponer una ecuación para determinar el desplazamiento último asociado a la capacidad de rotación de las vigas, y en encontrar una ductilidad de diseño. Para ejemplificar el procedimiento propuesto, se diseñaron marcos de concreto reforzado de 8, 12 y 17 niveles considerando la demanda sísmica del terremoto registrado el 19 de septiembre del 1985 en la estación SCT y se evalúa el desempeño de los marcos de concreto reforzado a través de un análisis dinámico no lineal.

1.3. Organización del trabajo

Este trabajo consta de seis capítulos. En este primer capítulo se presentó la introducción, así como el objetivo y alcances de este trabajo de investigación.

El segundo capítulo trata sobre el estado del arte, donde se presenta los fundamentos del diseño sísmico basada en desempeño y su enfoque actual, también se aborda el concepto de diseño sísmico basado en resiliencia.

El tercer capítulo presenta los métodos de diseño sísmico existentes, trata sobre el enfoque actual que prescriben los códigos de diseño, así como una reseña de las inconsistencias que existen en esos enfoques. Se describen los conceptos y fundamentos del diseño sísmico basado en desplazamientos y se presentan algunos procedimientos de diseño sísmico novedosos.

El cuarto capítulo describe las hipótesis y fundamentos del método de diseño sísmico basado en desplazamientos, así como las modificaciones propuestas al método y se describe cada paso.

El quinto capítulo se muestran la aplicación del método propuesto, donde se presentan tres marcos de concreto reforzado con diferentes alturas y se evalúan los resultados obtenidos de la aplicación del método empleando análisis dinámicos no lineales paso a paso y haciendo una comparación de resultados entre ambos.

El sexto capítulo se presentan las principales conclusiones y recomendaciones que se extrajeron del trabajo de investigación.

CAPÍTULO II

ESTADO DEL ARTE DEL DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO

2.1. Diseño sísmico basado en desempeño

Debido a los sismos de gran intensidad que han ocurrido a lo largo de estos últimos años y que, tenido como consecuencia grandes pérdidas económicas y materiales, en décadas recientes se ha incrementado el interés para mejorar los métodos de diseño sísmico, donde los procedimientos de diseño sean transparentes y racionales, mediante los cuales se pueda limitar daño en las estructuras debido a excitaciones sísmicas futuras al estimar de manera aceptable el desempeño de las estructuras. Una filosofía de diseño sísmico de gran ayuda para desarrollar este tipo de procedimientos es el basado en desempeño.

Bertero (2002) define el diseño basado en desempeño (DBD) como el que consiste en la selección de criterios de diseño, sistemas estructurales apropiados, disposición, proporciones y detalles para una estructura y sus componentes estructurales y no estructurales, el aseguramiento y control de la calidad de la construcción y el mantenimiento a largo plazo, de manera que a niveles movimiento del terreno (niveles sísmicos) y con niveles definidos de confiabilidad, el edificio o instalación no se dañará más allá de ciertos estados límite. El DBD es un proceso que comienza con los primeros conceptos de un proyecto y dura toda la vida del edificio.

Por otro lado, Miranda y Krawinkler, (2004) definen la ingeniería sísmica basada en desempeño, (PBEE, en sus siglas en inglés) como la que implica diseño, evaluación, construcción, seguimiento de la función y mantenimiento de las instalaciones de ingeniería cuyo desempeño bajo cargas comunes y extremas responde a las diversas necesidades y objetivos de los propietarios-usuarios y la sociedad. Está basado en la premisa que el desempeño se puede predecir y evaluar con una confianza cuantificable, que junto al cliente se pueden realizar estrategias y acuerdos inteligentes basadas en las consideraciones del ciclo de vida en lugar de solo los costos de construcción.

En figura 2.1 se muestra un diagrama de flujo donde se presentan los pasos claves en el proceso del DSBD, donde se observa que es un proceso iterativo que comienza con la selección de los objetivos de desempeño, seguido de un diseño preliminar, se evalúa si el diseño cumple con los objetivos, si no cumple, se rediseña y reevalúa hasta que el nivel de desempeño se alcance.

El diseño sísmico basado en desempeño en su forma actual se originó en los años 90's y las bases de diseño para llevarlo a cabo se establecen en el documento FEMA 273 (FEMA, 1997), donde se abordaba el refuerzo sísmico de edificios existentes y describía los conceptos iniciales de los niveles de desempeño relacionados con la capacidad de daño y los diferentes niveles de peligro sísmico. El sucesor de estos

documentos fue el FEMA 356, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* (FEMA, 2000).

En el informe de VISION 2000 (SEAOC, 1995) describe “*la intención de la ingeniería sísmica basada en desempeño es proporcionar métodos para ubicar, diseñar, construir y mantenimiento de edificios, de manera que sean capaces de brindar un desempeño predecible cuando se vean afectados por terremotos.*” La diferencia con la ingeniería sísmica tradicional está en el énfasis que se hace en “desempeño predecible” que implica una necesidad de métodos para determinar la respuesta esperada de estructuras y relacionar esto con métricas de desempeño significativas.

En la primera generación de procedimientos basados en desempeño, tales como, FEMA 273 (FEMA, 1997) el desempeño es cuantificado mediante relaciones aproximadas entre las deformaciones de los componentes estructurales y las medidas de desempeño cualitativas de Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida, y Prevención al colapso. Por otro lado, los actuales procedimientos de segunda generación tales como el FEMA P-58-1, *Evaluación del Desempeño Sísmico* (FEMA, 2018), el desempeño lo cuantifican en términos de pérdidas económicas directas y riesgos de colapso. FEMA P-58-1 también incluye procedimientos para medir riesgos de cierre de edificios, tiempos de recuperación y accidentes.

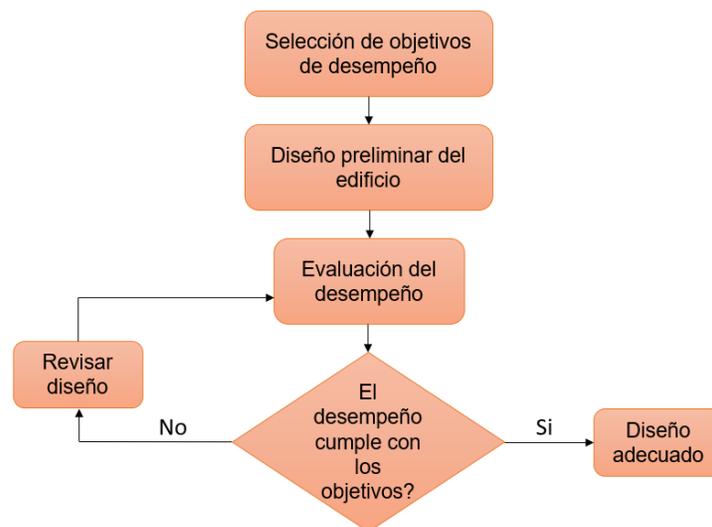


Figura 2.1 Diagrama de flujo del proceso del diseño basado por desempeño
(Adaptada de FEMA 445, 2006)

2.2. Niveles de desempeño

Los niveles de desempeño se refieren a los distintos niveles de daño que se acepta en una edificación, tanto en sus elementos estructurales como en los no estructurales debido a una demanda sísmica determinada. Los niveles de desempeño global de la edificación es la combinación de los niveles de desempeño de los sistemas que la componen, es decir, incluye los niveles de desempeño de los elementos estructurales, de los no estructurales y contenidos.

La forma de cuantificar la intensidad de daño estructural o no estructural se realiza por medio del concepto de parámetro de demanda ingenieril, PDI. Este se define como un parámetro de respuesta estructural a través del cual se puede obtener una medida del daño a una edificación (López, 2009), por ejemplo, los más comunes son: ductilidad, desplazamiento, rotaciones plásticas, índice de daño, energía disipada, distorsión de entrepiso, etc.

El ASCE/SEI 41-17 (2017) considera cuatro niveles de desempeño de la edificación de acuerdo con el nivel aceptable de daño, siendo los siguientes:

- **Operacional:** No presenta distorsiones residuales. La estructura mantiene sustancialmente la resistencia y su rigidez original. Un ligero agrietamiento en fachadas, muros divisorios o bien en plafones. Todos los sistemas importantes para la función normal son funcionales. La ocupación puede continuar y el uso del inmueble es muy probable.
- **Ocupación Inmediata:** En este estado se ha producido un daño muy ligero. los elementos estructurales mantienen casi toda su rigidez y resistencia después del sismo. El riesgo de lesiones como resultado del daño estructural es muy bajo, y aunque alguna reparación estructural menor podría ser apropiada, estas reparaciones generalmente no serían necesarias antes de la reocupación. Se puede seguir usando el inmueble.
- **Seguridad de vida:** En este estado la estructura ha sufrido un daño significativo, pero queda algún margen contra el colapso total o parcial. Algunos elementos estructurales y componentes están severamente dañados, pero este daño no ha causado caídas de escombros dentro ni tampoco a fuera del edificio. Las lesiones de los ocupantes podrían ocurrir durante el terremoto; sin embargo, el riesgo de las pérdidas de vida como resultado del daño estructural, se espera sea bajo. Debe ser posible reparar la estructura, sin embargo, por razones económicas, estas reparaciones podrían ser no factibles.
- **Prevención contra el colapso:** En este nivel el edificio presenta daño al borde del colapso parcial o total. Ha ocurrido daño sustancial en la estructura. La estructura ha perdido una degradación de resistencia y rigidez significativa de los elementos estructurales que resisten las fuerzas laterales,

la estructura presenta una gran deformación permanente, presenta algo de degradación en la capacidad de la carga vertical. Sin embargo, los componentes estructurales importantes son capaz de resistir la carga gravitacional. Pueden existir lesiones debido a los desplomes de escombros estructurales pero la estructura tiene un margen de seguridad considerable para los usuarios del inmueble. La estructura es irreparable y no es seguro la reocupación porque las réplicas de los terremotos podrían inducir al colapso.

La terminología anterior fue concebida para propietarios, gestores de riesgo o usuarios sin conocimiento ingenieril para que pudieran fácilmente entenderlos, ya que puede ser muy ambiguo en términos ingenieriles.

2.3. Objetivos de desempeño

Los objetivos de desempeño están en función de la importancia y del uso de la edificación. Estos corresponden a una combinación entre los niveles de desempeño deseados para una estructura y el nivel de movimiento sísmico esperado.

En la figura 2.2 se muestra la matriz formada con los niveles desempeño y los niveles de amenaza sísmica propuestos por el comité Visión 2000 (SEOAC,1995), en el cual reconoce tres objetivos de desempeño principales para edificios: Objetivo básico, objetivo esencial y objetivo de seguridad crítica.

- **Objetivo básico:** Se selecciona para edificios de ocupación y uso normal como lo son, oficinas, casa habitación.
- **Objetivos esenciales:** Se selecciona para estructuras que deberán mantener su operación ya son indispensables para la sociedad. Estos pueden ser, Hospitales, estaciones de bomberos, centrales de comunicación, centro de control de emergencias, etc.
- **Objetivo de seguridad crítica:** Se selecciona para estructuras de vital importancia, como lo son las plantas nucleares, plantas eléctricas, o estructuras que contengan material peligroso, cuyo problema ante una eventualidad natural sea peligroso para la población.

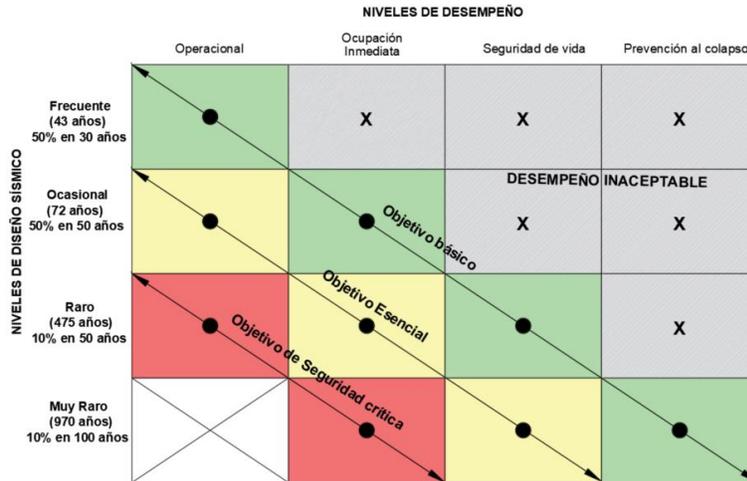


Figura 2.2 Matriz de objetivos del diseño basado en desempeño (VISION 2000, SEAOC, 1995)

2.4. Niveles de diseño sísmico

El nivel de peligro sísmico según FIB 25 (FIB, 2003) se debe seleccionar considerando la función del edificio, su objetivo de desempeño, y su vida útil esperada. El nivel de peligro sísmico puede ser establecido en términos de una probabilidad de excedencia.

El comité Visión 2000 (SEAOC, 1995) clasifica los niveles de diseño sísmico como:

- Sismo de ocurrencia frecuente. $T_r = 43$ años. Probabilidad de excedencia= 50% en 30 años
- Sismo de ocurrencia 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

2.5. Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México

En México la primera inclusión del concepto de diseño basado en desempeño fue en el reglamento del Distrito Federal de 1976. Las Normas en su cuerpo principal estaban basadas en criterios de desempeño, los requisitos específicos para el diseño de los distintos sistemas eran de tipo prescriptivo, o sea, se establecían de manera estricta en los procedimientos de cálculo y las características que debían tener la estructura para cumplir con los objetivos de desempeño, que quedaban más bien implícitos en las normas. (Meli y Reyes, 2002).

Con la publicación de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del 2004 (NTCS-2004) se introdujo un procedimiento de diseño sísmico en su Apéndice A, cuyo propósito era hacer más transparente el proceso de diseño, donde los conceptos de desempeño eran claros y transparentes. Además, se incluía la separación de los dos estados límite y la revisión explícita de cada uno de ellos.

En la actualidad, Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México (NTC-CDMX, 2017) mantienen los mismos estados límites y establecen distintos criterios para cumplir con estos dos niveles de desempeño.

Para el estado *Limite de Servicio* se pretende que no exista daño o presente poco daño en los elementos estructurales, así como en los elementos no estructurales. La ocupación debe ser inmediato y la funcionalidad debe ser normal. El nivel de diseño sísmico está definido a partir del espectro de diseño para estado límite de colapso modificado por un factor de reducción K_s que depende del periodo del suelo, donde los valores de K_s , se han elegido de manera que el espectro del estado límite de servicio quede asociado a un periodo de retorno del orden de 20 años en toda la Ciudad de México. En este estado lo que se quiere lograr es que la estructura permanezca elástica. La distorsión permisible de entrepiso depende de la configuración de los elementos no estructurales.

Para el estado *Limite de Seguridad contra Colapso* se considera una intensidad sísmica asociada con un periodo de retorno de 250 años y pretende que la estructura conserve su estabilidad ante esta demanda sísmica, es decir, no colapse. Este estado permite daño en los elementos estructurales y que los elementos no estructurales queden severamente dañados, pero salvaguardando la vida de los ocupantes. Para obtener los espectros de diseño sísmico se recurre al “Sistema de Acción Sísmica de Diseño” (SASID) donde estos espectros están en función de la localidad donde se desplanta la estructura, considerando: periodo predominante del suelo, interacción suelo-estructura, factor de reducción por ductilidad y por sobrerresistencia, entre otros. Los desplazamientos obtenidos, se deben de verificar con los límites a la deformación lateral máxima del sistema estructural que impone la Normas para Diseño Sísmico de la Ciudad de México (NTCCDMX-DS ,2017) con el fin de revisar su rigidez lateral.

En la figura 2.3 se muestra la matriz de desempeño de las NTC-DS-2017, donde se muestra los estados limite antes mencionado, los niveles de peligro sísmico y su objetivo básico.

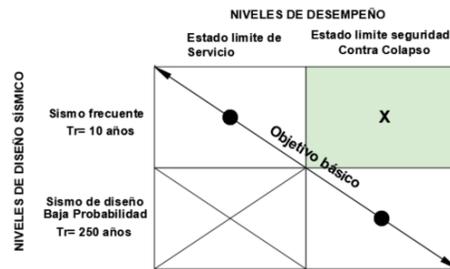


Figura 2.3. Matriz de desempeño de las NTC-DS 2017

2.6. Diseño sísmico basado en Resiliencia

En los últimos 25 años el diseño sísmico basado en desempeño paso de ser un marco conceptual a formar parte de la práctica mediante su implementación en guías de diseño tales como el FEMA P-58 (FEMA, 2018) y el ASCE/SEI 41-17 (2017). Sin embargo, aun con este avance, recientes sismos han demostrado que estos eventos todavía amenazan la vida de millones de personas y sus propiedades, así como a la organización social y el bienestar económico de las comunidades. Como se mencionó anteriormente, las estructuras dañadas o colapsadas por eventos sísmicos conllevan a pérdidas económicas muy altas o incluso totales, ya sea por ser irrealizable su rehabilitación o por los periodos largos de desuso hasta su rehabilitación. Por esta razón es que en la actualidad las más recientes investigaciones en diseño basado en desempeño se concentran en el concepto de resiliencia.

La resiliencia se ha convertido en un tema de investigación emergente en la ingeniería civil, cuyo objetivo es evaluar la capacidad de estructuras, sistemas de infraestructura y comunidades enteras para resistir y recuperarse de manera eficiente de eventos extremos (Bruneau et al. 2003). La resiliencia sísmica se define como la capacidad de las unidades sociales (organizaciones, comunidades) para mitigar los peligros, contener los efectos de los desastres cuando ocurren y llevar a cabo actividades de recuperación de manera que minimicen la perturbación social y mitiguen los efectos de futuros terremotos. Los objetivos principales de mejorar la resiliencia sísmica son minimizar la pérdida de vida, las lesiones y pérdidas económicas, es decir, minimizar la reducción de la calidad de vida debido a un sismo (Bruneau et al. 2003). Para esto, es necesario mejorar la capacidad de la infraestructura de una comunidad, por ejemplo, asegurar el funcionamiento de líneas vitales de vida o estructuras durante y después de un terremoto, así como a través de la creación de medidas de respuestas y estrategias de emergencia que enfrenten y contengan las pérdidas

y estrategias de recuperación que permitan a las comunidades regresar a niveles de funcionamiento previo al desastre o a otros niveles aceptables lo más rápido posible

Según la Estrategia Internacional de las Naciones Unidas para la Reducción de Desastres (UNISDR, 2004) define resiliencia de la siguiente manera: *“La capacidad de una sistema, comunidad o sociedad potencialmente expuesta a peligros para adaptarse, resistiendo o cambiando para alcanzar y mantener un nivel aceptable de funcionamiento y estructura. Esto está determinado por el grado en que el sistema social es capaz de organizarse para aumentar esta capacidad de aprender de desastres pasados para una mejor protección futura y mejorar las medidas de reducción de riesgos.”*

Por otro lado, el sistema REDiTM (Almufti y Willford, 2013) reconoce que el diseño y la planificación resilientes son la clave para lograr unas instalaciones verdaderamente resilientes. Esta guía define el diseño sísmico basado en resiliencia como un proceso holístico que identifica y mitiga los riesgos inducidos por terremotos para permitir una recuperación rápida después de un evento sísmico de gran magnitud. Esto excede los objetivos de desempeño previstos por el código de diseño y los objetivos típicos basados en desempeño. Requiere un diseño multidisciplinario integrado y planificación de contingencias (para abordar las amenazas externas a la recuperación) junto con una evaluación basada en desempeño para garantizar que se cumplan los objetivos de resiliencia del propietario. Diseñar edificios para soportar menos daños en terremotos es un componente clave del diseño basado en la resiliencia. Esto disminuye significativamente la incertidumbre en el comportamiento del edificio y aumenta la confianza de que el edificio funcionará según lo previsto. El diseño basado en resiliencia incorpora explícitamente el diseño y la verificación del desempeño de la estructura y todos los componentes no estructurales, incluidos los componentes arquitectónicos, las fachadas, los equipos MEP y el contenido del edificio (Almufti et al., 2013).

Un procedimiento basado en desempeño para conseguir diseños resilientes es el propuesto por Montoya y Bairán (2017), el cual propone una metodología para estructuras regulares e irregulares en 2D Y 3D con control de daño y para distintos niveles objetivos que podría desempeñar la estructura. Unas de las características interesantes de este método es la selección del daño local a través de rótulas plástica intencionales ubicadas por el diseñador. Es un método simplificado y capaz de considerar el comportamiento no lineal tanto local y global en un proceso directo.

CAPÍTULO III

MÉTODOS DE DISEÑO SISMICO

3.1. Diseño sísmico basado en fuerzas

La razón por la que se sigue utilizando el diseño basado en fuerzas es debido principalmente a consideraciones históricas (Priestley et al., 2007). Antes de 1930, algunas estructuras eran diseñadas específicamente para acciones sísmicas. Sin embargo, en los años de 1920 y 1930 ocurrieron sismos de gran magnitud como el de Kanto en 1923 en Japón, Long Beach en 1930, Napier, Nueva Zelanda, en 1932. Se observó que las estructuras que fueron diseñadas con fuerzas laterales de viento se comportaron mejor en esos terremotos que esas que no se habían considerados fuerzas laterales. Como consecuencia de lo ocurrido, los códigos de diseño empezaron a establecer que las estructuras en zonas sísmicas tenían que ser diseñadas con fuerzas laterales de inercia. Estas fuerzas se calculaban como el 10% del peso del edificio, sin importar el periodo de la estructura (Priestley et al., 2007).

En los años 1940 y 1950 se avanzó en el estudio de la dinámica estructural y se entendió mejor el comportamiento dinámico de las estructuras llevando esto en 1960 a relacionar que las fuerzas laterales de diseño eran dependientes del periodo de la estructura. Por otro lado, en el mismo año con una mayor comprensión del comportamiento sísmico de las estructuras se desarrolló el análisis dinámico no lineal paso a paso. Esto condujo a desarrollar el concepto de ductilidad ya que se observó que muchas estructuras habían sido diseñadas con resistencias menores que las que podría inducir un sismo. No fue hasta los años de 1970 y 1980 donde el concepto de ductilidad se convirtió en una parte fundamental en el diseño sísmico. En esa época también se introdujo el concepto de “diseño por capacidad”, concepto que busca controlar la respuesta inelástica de la estructura de un edificio, mediante la elección de un mecanismo de rótulas plásticas, detalladas para una capacidad alta de deformación ante de la falla, mientras las demás zonas y elementos estructurales se diseñan con suficiente resistencia para que tengan una respuesta elástica. En la década de 1990 se enfatizó el estudio de los desplazamientos y el diseño por capacidad y se volvió ampliamente utilizado en el diseño sísmico de estructuras de concreto y mampostería, esto fue el inicio al concepto de diseño sísmico basado en desempeño.

El enfoque estándar de los códigos de diseño sísmico, adoptado por códigos internacionales y nuestra Norma Técnica Complementaria para diseño por Sismo (NTC-DS, 2017), contempla el cálculo del valor de la fuerza cortante en la base estructura, el cual corresponde a un espectro de diseño dado. Este valor de diseño a menudo derivado de un nivel reducido de excitación en la condición que el comportamiento inelástico es aceptable y permitido para una sección de un miembro de la estructura, siempre que se provea un adecuado nivel de detallado para asegurar que el comportamiento del material se acomode a las

demandas de las deformaciones en el elemento en análisis. Para el espectro de diseño reducido (espectro elástico entre el factor de reducción por comportamiento sísmico y el factor de sobre-resistencia) un conjunto de fuerzas laterales pueden ser desarrolladas para representar el primer modo de respuesta, como el caso del método de la fuerza estática equivalente, o una serie de vectores de fuerzas representando un número de modos específicos en los códigos de diseño sísmico, como es el análisis modal espectral.

A continuación, se describen los métodos de diseño sísmico basado en fuerzas que ofrece las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México (Método estático equivalente y método de análisis modal espectral).

3.1.1.Método estático equivalente

El método se basa en la determinación de la fuerza cortante basal, a partir de la fuerza de inercia que se induce en un sistema equivalente de un grado de libertad, para después distribuir este cortante en fuerzas concentradas a diferentes alturas de la estructura, suponiendo que ésta va a vibrar en su primer modo fundamental. Este método es aplicable en estructuras que cumplan lo siguiente:

- Estructuras regulares de una altura no mayor a 30 m.
- Edificios irregulares de no más de 20 m.
- En edificios en zona I, los límites se amplían a 40 m y 30 m, respectivamente.
- No puede usarse para estructuras que permanezcan al grupo A o que sean muy irregulares. (para más detalle ver referencia NTC-DS, 2017)

Para implementar el método estático equivalente se deben seguir los siguientes pasos (conforme NTC-DS, 2017)

- 1) Definir la configuración estructural y geometría preliminar y un prediseño/ En muchos casos este se hacen considerando cargas gravitacionales.
- 2) Obtener las rigideces efectivas elásticas de los elementos estructurales, usando las dimensiones definidas en el paso anterior y tomando en cuenta las recomendaciones hechas por el código con respecto a los efectos del agrietamiento.
- 3) Determinar la acción sísmica conforme a lo indicado en las NTC-DS, 2017.
- 4) Calcular centro de masa y rigidez de cada nivel (es necesario conocer la excentricidad que presenta la estructura y el posible efecto que tenga sobre la misma).
- 5) Se obtiene el factor de reducción por ductilidad Q' que depende del factor de comportamiento sísmico Q . Dependen de la capacidad de ductilidad de algún sistema estructural y material seleccionado.

- 6) Se obtiene el factor de reducción de sobre-resistencia (conforme a lo establecido en la sección 3.5 de las NTC-DS, 2017).
- 7) Se obtienen las fuerzas estáticas equivalentes que se aplican a cada nivel con la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{c}{Q'R} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i \cdot h_i}$$

Donde:

- c Ordenada espectral correspondiente a la meseta del espectro de diseño
- W_i Peso de la i -ésima masa
- h_i Altura i -ésima masa
- Q' Factor de reducción por comportamiento sísmico en función de T
- R Factor de reducción por sobre-resistencia

- 8) Con las fuerzas de diseño calculadas en el paso anterior, se determinan los desplazamientos
- 9) Una vez calculas las fuerzas estáticas equivalentes, se puede optar por revisar si existe una reducción de las mismas, tomando en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibrar de la estructura T, de acuerdo con la siguiente:
- a) T se tomará igual a :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum F_i x_i}} \quad (3.1)$$

donde x_i es el desplazamiento relativo de i -ésimo nivel, y g la aceleración de la gravedad

- b) Si T es menor o igual a T_b , se procederá como en el paso 7, pero de tal manera que la relación V_o/W_o sea igual a $a/Q'R$
- c) Si T es mayor que T_b cada una de las fuerzas laterales se tomará igual a:

$$F_i = W_i (k_3 h_i + k_4 h_i^2) \cdot \frac{a}{Q'R} \quad (3.2)$$

donde:

$$k_3 = p \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (3.3)$$

$$k_4 = 1.5(1-p) \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2} \quad (3.4)$$

$$p = k + (1-k) \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 \quad (3.5)$$

k es el cociente entre el desplazamiento máximo del suelo y el de la estructura

- 10) Una vez obtenidas las fuerzas estáticas equivalentes definitivas, se aplican a la estructura tomando en cuenta la excentricidad. Este vector de fuerzas se distribuye a lo alto de la estructura, y se obtienen los elementos mecánicos
- 11) Diseñar los elementos que pueden desarrollar comportamiento inelástico de tal manera que cumplan con los requerimientos de fuerza debido a las acciones sísmicas y a las cargas gravitacionales.
- 12) Los desplazamientos obtenidos del análisis de la estructura se comparan con los límites de desplazamiento estipulados en la norma para los estados límite de diseño.
- 13) Si los desplazamientos exceden los desplazamientos permisibles por el reglamento, se requiere rediseñar los elementos. Esto se hace normalmente incrementando las dimensiones de los elementos para aumentar la rigidez.
- 14) Si los desplazamientos son satisfactorios, el paso final es diseñar los elementos por capacidad. Los elementos que se acepta daño se detallan como prescribe el reglamento y los elementos que se espera que se mantengan elásticos, se diseñan para un nivel de resistencia mayor para asegurar el mecanismo de columna fuerte-viga débil. Esto con el fin de evitar la ocurrencia de fallas frágiles. (Paulay y Priestley, 1992)

3.1.2. Análisis modal espectral

En este método, se toma en cuenta las propiedades dinámicas de la estructura, tales como su forma de vibrar y la contribución de cada modo en la respuesta. Esto con la finalidad de aproximar la respuesta real de la estructura ante acciones sísmicas. La respuesta total del sistema se establece a partir de la superposición de las respuestas modales de aquellos modos que se considera contribuyen apreciablemente a dicha respuesta.

Para aplicar el método modal espectral se usa un modelo tridimensional elástico y se incluye el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibrar, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura (NTC-DS, 2017).

Los pesos efectivos se determinan como:

$$W_{ei} = \frac{(\{\varphi\}^2 [W] \{j\})^2}{\{\varphi\}^T [W] \{\varphi\}} \quad (3.6)$$

donde $\{\varphi\}$ es el vector de amplitudes del i-ésimo modo natural de vibrar, $[W]$ es la matriz de pesos de las masas y $\{j\}$ es vector formado por “unos” en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y “ceros” en las otras opciones. Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura se usarán los espectros de diseño reducidos por Q' y R. según el tipo de sistema estructural (NTC-DS, 2017).

Las respuestas modales S_i (donde S_i puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras), se combinarán para calcular las respuestas totales S de acuerdo con la expresión:

$$S = \sqrt{\sum S_i^2} \quad (3.7)$$

La expresión 3.7 se puede utilizar siempre y cuando los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos 10 por ciento. En caso contrario se deberá utilizar la combinación cuadrática completa (CQC, por sus siglas en ingles)

3.2. Algunos problemas con el diseño basado en fuerzas

El diseño basado en fuerzas provee una aparente idea de simplicidad en su entendimiento y aplicación, esto debido a la antigüedad y vigencia del método en las diversas normas de diseño. En la actualidad, este método es práctico y se adapta bastante bien a los software de análisis y diseño estructural, que se utilizan en la práctica diaria del diseño estructural. Este método tiene ciertas limitantes que pueden afectar el desempeño de las estructuras diseñadas con este enfoque. En las siguientes secciones se abordará lo antes mencionado.

3.2.1. Interdependencia de resistencia y rigidez

En el diseño sísmico basado en fuerzas la rigidez inicial se usa para estimar el periodo de la estructura y por lo tanto las fuerzas sísmicas. Esto también es usado para la distribución de fuerzas sísmicas entre los elementos estructurales. En general, se supone en el diseño sísmico que, si se conocen las dimensiones de una estructura, la rigidez se puede estimar directamente con suficiente precisión para estos fines.

En estructuras de concreto reforzado, una consideración importante es la forma en como es calculada la rigidez individual de un elemento de concreto reforzado (Priestley et al., 2007). La rigidez asignada a los elementos de estructurales en la práctica profesional se basa en una rigidez reducida para representar la presencia del agrietamiento. Por ejemplo, en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto (NTC-Concreto, 2017) indica que cuando se utilicen análisis lineales, el cálculo de las rigideces se debe tomar el efecto del agrietamiento, afectando un 50% del momento de inercia de la sección bruta de vigas y muros ($0.5EI_g$) y un 70% del momento de inercia de la sección bruta de las columnas ($0.7EI_g$), claramente el valor de la rigidez asumida afectará el cálculo de las fuerzas sísmicas.

Sin importar que suposición se haga, la rigidez del elemento estructural de concreto reforzado es asumida independiente de la resistencia a flexión debido a que no se considera la presencia del acero de refuerzo. La sección puede ser evaluada de la relación momento-curvatura de acuerdo con la siguiente ecuación 3.4:

$$EI = \frac{M_N}{\phi_y} \quad (3.4)$$

donde M_N es la capacidad de momento nominal, y ϕ_y la curvatura de fluencia basada en la aproximación bilineal del diagrama momento curvatura. (Priestley, 2003) mostró con evidencia experimental y analítica que la suposición de que la rigidez es aproximadamente constante para distintas cuantías de refuerzo de una sección transversal dada implica que la curvatura de fluencia es directamente proporcional a la resistencia a flexión, es inválida (figura 3.1a). Por lo que los estudio realizados demostraron que la rigidez es

esencialmente proporcional a la resistencia, y la curvatura de fluencia es independiente de la resistencia para una sección de un elemento como se muestra en la figura 3.1 (b).

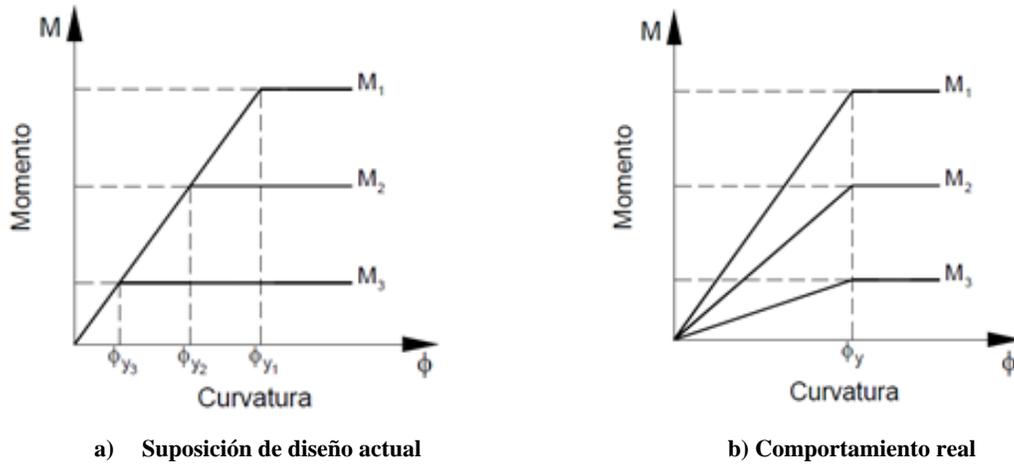


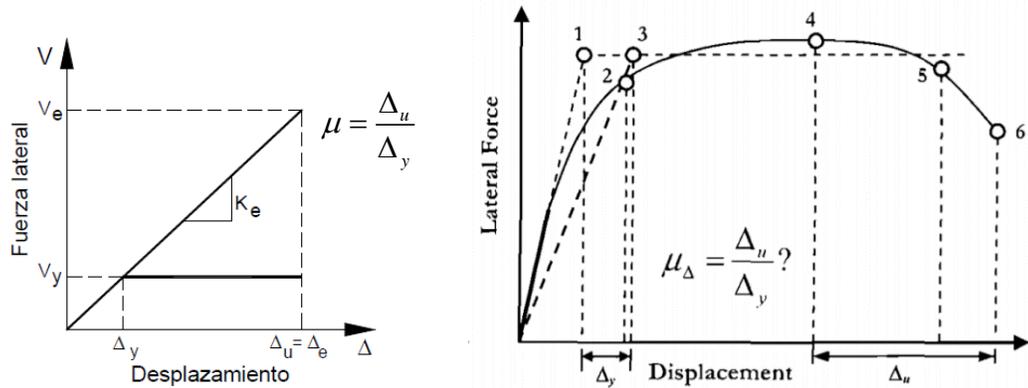
Figura 3.1 Influencia de la resistencia en la relación momento-curvatura.
(Adaptada de Priestley et al. 2007)

En la filosofía de diseño sísmico basado en fuerzas se tienen las suposiciones comentadas anteriormente, es decir, toman en cuenta que la rigidez es independiente de la resistencia. Esto se aplica cuando en los elementos de concreto reforzado o de mampostería reforzada, la rigidez se calcula a partir de las dimensiones de la sección transversal solamente, asumiéndose como constante; mientras que la resistencia se determina a partir de las dimensiones de la sección transversal y de la cuantía de acero de refuerzo longitudinal del elemento. De acuerdo con lo anterior se concluye que para conocer la rigidez de un elemento es necesario conocer de antemano la cuantía de refuerzo longitudinal, lo cual de inicio se desconoce y que solo se obtiene en el proceso final del diseño, por lo que no se posible realizar un análisis preciso de los periodos de vibrar de la estructura, ni de la resistencia real de la estructura hasta que las rigideces de los miembros sean determinadas, por lo que, debido a que la determinación de la resistencia de los miembros es el producto final del análisis por el método basado en fuerzas, implicara que deberán hacerse iteraciones sucesivas para encontrar las dimensiones necesarias de la estructura a diseñar, proceso que muy rara vez se realiza (Priestley et al., 2007).

3.2.2. Capacidad de ductilidad y factor de reducción de fuerzas

El DSBF originalmente se concibió aplicando la regla de igual desplazamientos, la cual se sustenta en los resultados obtenidos de análisis inelásticos tiempo-historia en osciladores simples de un solo grado de libertad, los resultados sugieren que los desplazamientos inelásticos máximos (Δu) debidos a una acción

sísmica en sistemas elásticos e inelásticos con la misma rigidez inicial y masa (iguales periodos) son muy similares.



(a) Regla de iguales desplazamientos

(b) Regla de igual desplazamientos

Figura 3.2 Regla de igual desplazamientos (Adaptada de Priestley, et al., 2007)

De la figura 3.2(a) se observa que la fuerza V_E se refiere a la máxima fuerza que presentaría el desplazamiento máximo de una estructura elástica sometida a una demanda sísmica. Por otro lado, la fuerza V_Y corresponde a una fuerza reducida, la cual corresponde a la fuerza elástica reducida por un factor de reducción de fuerza (R). Por otro lado, la ductilidad se puede relacionar con cualquier medida de deformación, y se puede expresar como la relación de la deformación máxima (deformación última) sobre la deformación de fluencia y se le conoce como demanda de ductilidad o bien, capacidad de deformación de la estructura. En la figura 3.2 se observa que los desplazamientos son la medida de deformación, y el factor de ductilidad desplazamiento del sistema inelástico se define como $\mu_{\Delta} = \Delta_u / \Delta_y = V_E / V_Y = R$, por lo tanto, en la regla de igual desplazamientos el factor de ductilidad de desplazamiento (μ_{Δ}) es igual al factor de reducción de fuerzas (R).

Sin embargo, desde hace tiempo se hizo notorio que la regla de igual desplazamientos es inapropiada para estructuras de periodo muy corto o largo y aunado a esto, tenemos diferentes opciones para definir el desplazamiento de fluencia y último. En la figura 3.2 (b) se puede observar que el desplazamiento de fluencia se puede definir de manera diversa como la intersección de la línea a través del origen con rigidez inicial y la resistencia nominal (punto 1), el desplazamiento a la primera fluencia (punto 2), y la interacción de la línea mediante el origen con una rigidez secante hasta la primera fluencia, y la resistencia nominal (punto 3) entre otras maneras. Lo mismo pasa con la capacidad de desplazamiento o desplazamiento último, se puede definir como el desplazamiento en la resistencia pico (punto 4), el desplazamiento correspondiente al 20% o 50% de degradación de la resistencia pico (punto 5) o el desplazamiento al inicio de la fractura

del estribo (punto 6) que significa colapso inminente. Por lo tanto, la existencia de diversos criterios para determinar los desplazamientos de fluencia y último, se obtienen diversos valores de ductilidad de desplazamiento y por lo tanto múltiples factores de reducción de fuerza en los reglamentos de diseño. Aunado a lo anterior, los reglamentos toman en cuenta que dos estructuras del mismo material y con similares sistemas estructurales deben de desarrollar la misma ductilidad debido a que tienen el mismo valor de reducción por ductilidad, sin embargo, la ductilidad de un sistema depende del tipo de materiales, configuración estructural, geometría, porcentaje de acero de refuerzo y de la carga axial actuante en los elementos estructurales.

3.2.3. Relación entre resistencia y demanda de ductilidad

La creencia común en la aplicación del DSBF es que la seguridad en una estructura ante una sollicitación sísmica es directamente proporcional a su resistencia, es decir, un aumento de la resistencia en la estructura dará como resultado una estructura más segura ante un sismo. En la figura 3.4 se puede comprender lo anterior explicado, como es común suponer que la rigidez es independiente de la resistencia para una sección dada, se ve que el incrementar la resistencia de V_{y1} a V_{y2} (incremento de cuantía) reduce la demanda de ductilidad ya que se asume que el desplazamiento final se mantendrá esencialmente constante, mientras que el desplazamiento de fluencia incrementa (Priestley et al., 2007). Pero se debe tomar en cuenta que, si los desplazamientos inelásticos son mayores a los elásticos, se presentaría una demanda de ductilidad mayor y por lo tanto se estaría de lado de la inseguridad ya implicaría un nivel de daño mayor al calculado, por lo que los elementos estarían diseñados para una capacidad de deformación menor y serían diseños no conservadores.

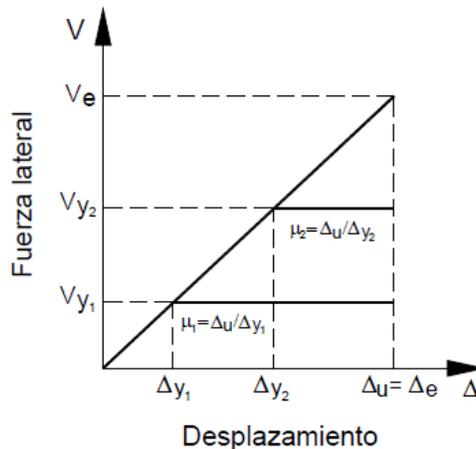


Figura 3.3 Relación resistencia vs demanda de ductilidad (Adaptada de Priestley, et. al.,2007)

Debido a estas inconvenientes con el diseño basado en fuerzas, en los últimos años se han desarrollado métodos basados en desempeño donde se controle el desplazamiento ya que es un parámetro fundamental de daño a la hora de que se presente una acción sísmica.

3.3. Diseño sísmico basado en desplazamientos

Como se explicó en la sección anterior la metodología basada en fuerzas considera hipótesis poco consistentes con el comportamiento inelástico real de los elementos estructurales. Por lo que es necesario desarrollar procedimientos de análisis y diseño sísmico para garantizar objetivos de desempeño y aproximar con mayor precisión la respuesta inelástica de las estructuras. Algunos investigadores (Moehle, 1992; Priestley, 1998) han dado a conocer que los desplazamientos es la forma más directa de conocer la intensidad del daño en una estructura, ya que existe una buena correlación entre los desplazamientos laterales relativos de una estructura, las deformaciones angulares de sus miembros y el daño que se presenta en ellos. De esta manera al tener mayor control de desplazamientos, se tiene un mejor control del nivel de daño.

Los métodos de diseño sísmico basados en desplazamientos empiezan a divulgarse con mayor frecuencia e introducirse a las normas de diseño sísmico. Por ejemplo, La NTC-DS (2017) en su sección 11, la cual indica que podrán utilizar métodos basados en desplazamiento siempre y cuando se demuestre la pertinencia de la metodología de diseño empleada y se utilicen análisis dinámicos no lineales.

Como ya se había mencionado antes actualmente el comportamiento convencional de edificios durante un terremoto en regiones de intensidad sísmica media-alta involucra respuesta inelástica del sistema estructural. Se confía en que esta respuesta inelástica absorba y disipe la energía sísmica y, por lo tanto, se pueda controlar la amplitud del desplazamiento, reducir la fuerza de diseño sísmico y las resistencias requeridas. (fib, 2003). En la figura 3.5 se observa la respuesta inelástica de un muro de concreto reforzado. Se observa que el daño cuando se presenta el agrietamiento y la fluencia del acero de refuerzo ocurre a niveles de desplazamiento bajos, asociado al desplazamiento de fluencia. El daño estructural de un muro dúctil puede ocurrir mediante la formación de una articulación plástica, por lo que se observa que a partir que alcanza su desplazamiento de fluencia se forma la articulación plástica del muro en su base; si el desplazamiento sigue incrementando alcanza su valor máximo de la capacidad de rotación y se produce la falla. El grado de daño está relacionado con la cantidad de deformación que tenga la articulación y a su vez se puede relacionar con desplazamientos. Por otro lado, se puede observar que las fuerzas actuantes en el muro son una medida menos directa de del daño que se produce en el muro, en la curva de capacidad se aprecia que después de que ocurre la fluencia la variación del de la fuerza es poco significativa en

comparación con los desplazamientos. Con esto se concluye que con los desplazamientos se tienen una mejor estimación del nivel de daño que tendrá nuestro sistema estructural.

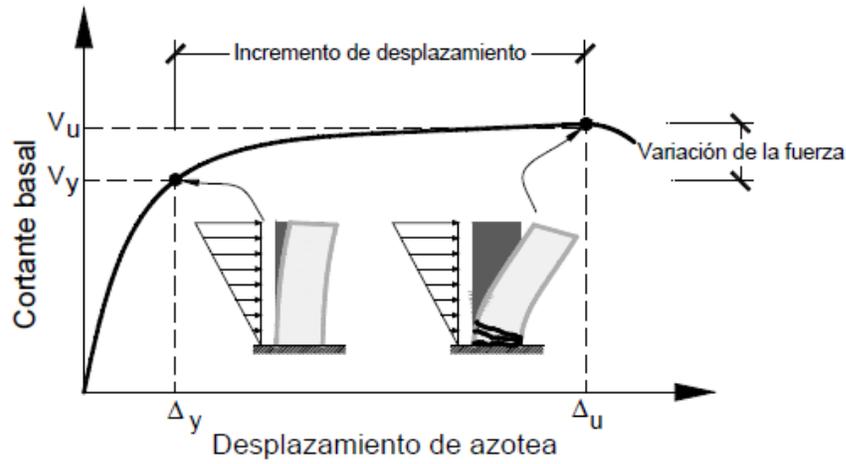


Figura 3.4 Comportamiento de un muro de concreto reforzado (adaptado de fib 2003)

En general, el diseño basado en desplazamientos está definido como cualquier método en el cual se esté usando cantidades relacionadas con los desplazamientos para tomar una decisión y cumpla con algún parámetro de desempeño que se esté buscando. Un ejemplo es especificar una deriva de entrepiso límite correspondiente a un nivel de daño especificado en el código de diseño para que no exceda esa deriva bajo una excitación sísmica (fib, 2003).

Dado que ha sido importante a raíz de los últimos sismos tener un mejor control de daño en las estructuras varios grupos de investigadores han desarrollado procedimientos muy interesantes los últimos años. El fib 25 (fib,2003) clasifica los procedimientos en cuatro diferentes criterios:

- El rol que tiene los desplazamientos en el proceso de diseño
- El tipo de análisis que es usado en el proceso de diseño
- Limitaciones en los tipos de estructuras que son aplicables
- Limitaciones en los estados límite de diseño

Criterio 1: Rol que tiene los desplazamientos en el proceso de diseño:

Los procedimientos basados en desplazamientos pueden ser considerados en tres categorías basadas en el rol que tiene el desplazamiento en el diseño.

- Basado en cálculo de deformaciones (DCB, por sus siglas en inglés):

Estos métodos involucran el cálculo del desplazamiento máximo esperado para un sistema estructural ya diseñado. El detallado se proporciona para que la capacidad de desplazamiento del sistema y el de sus componentes excedan los desplazamientos máximos calculados. Como resultado, la demanda de desplazamiento se toma como una cantidad de diseño que se trata con un detallado apropiado.

- Basado en especificaciones de deformaciones iterativas (IDSB):
Estos métodos son similares a los DCB ya que involucran el análisis de una estructura ya diseñada para evaluar el desplazamiento máximo esperado. Sin embargo, se difiere a los DCB ya que aquí se impone un límite para el desplazamiento máximo y como resultado, se hacen cambios en el sistema estructural para que la rigidez de la estructura mantenga los desplazamientos por debajo del límite especificado. Esto hace a estos métodos procesos iterativos.
- Basado en especificaciones de deformaciones directas (DDSB):
Los DDSB utilizan como punto de inicio un desplazamiento objetivo predefinido por el diseñador. El diseño se hace de forma directa para obtener la resistencia requerida y por lo tanto la rigidez, y así alcanzar el desplazamiento objetivo bajo un nivel de diseño sísmico. Estos procedimientos, no son iterativos.

Criterio 2: Tipo de análisis usado en proceso de diseño:

- Espectro de respuesta basado en rigidez inicial: Los procedimientos basados en rigidez inicial utilizan rigidez elástica acoplada con aproximaciones entre la respuesta elástica e inelástica. Tales como la regla de igual desplazamientos.
- Espectro de respuesta basado en rigidez secante: Estos procedimientos utilizan una rigidez secante a la respuesta máxima de la curva de capacidad. Por otro lado, se utiliza el concepto de amortiguamiento equivalente viscoso para caracterizar la respuesta no lineal.
- Basado en análisis tiempo-historia: Estos métodos resuelven la ecuación de movimiento por integración directa de un registro sísmico para obtener las respuestas máximas. Los análisis pueden ser elástico o inelásticos. El análisis dinámico puede hacerse en elementos de marcos donde se necesita caracterizar su comportamiento histerético. También se puede basar en modelos de fibras de los materiales que comprenden el sistema estructural, suponiendo el comportamiento no lineal.

Criterio 3: limitaciones de los tipos de estructuras:

Algunos procedimientos de diseño han sido desarrollados para ciertos tipos de sistemas estructurales, por ejemplo, muros estructurales, o edificio basado en marcos regulares.

Criterio 4: limitaciones de los estados límite.

Algunos procedimientos de diseño han sido desarrollados para estados límite específicos, mientras que otros no están directamente relacionados con ningún estado límite específico.

De acuerdo con Sullivan et al. (2003) y fib (2003) se resume una matriz de los procedimientos descritos anteriormente.

Tabla 3.1 Tabla de procedimientos de diseño basado en desplazamientos

	Basado en deformaciones (DCB)	Basado en especificaciones de deformaciones iterativas (IDSB)	Basado en especificaciones de deformaciones directas (DDSB)
Espectro de repuesta basado en rigidez inicial	Moehle (1992) FEMA (1997) UBC (1997) Panagotakos y Fardis (1999) Albanesi <i>et al</i> (2000) Fajfar (2000)	Browning (2001)	SEOAC (1999) Aschheim y Black (2000) Chopra y Goel (2001) Ayala (2012) Vamvatsikos et al. (2015) Montorya y Bairán (2017)
Espectro de respuesta basado en rigidez secante	Freeman (1978) ATC (1996) Paret et al. (1996) Chopra y Goel (1999)	Gulkan y Sozen (1974)	Kowalsky (1995) Priestley y Kowalsky (2000) Priestley <i>et al.</i> (2007)
Basado en análisis tiempo-historia	Kappos y Manafpur (2000) Kappos y Stefanidou (2010)		

3.4. Métodos de diseño basados en desplazamientos

Como se ha mencionado anteriormente existen varios procedimientos en la literatura que se basan en los desplazamientos como parámetros de control del daño. A continuación, se describen algunos métodos que son de relevancia en la literatura.

3.4.1. Método directo de diseño basado en desplazamiento (DDBD) Priestley *et al.* (2007)

El método directo de diseño basado en desplazamientos está basado fundamentalmente en el concepto de estructura sustituta propuesta por Shibata y Sozen (1976) que aproximan la respuesta no lineal de estructuras de múltiples grados libertad (MGDL) mediante un sistema de un grado de libertad (1GDL) con propiedades elásticas equivalentes.

El DDBD caracteriza la estructura por una rigidez secante K_e al máximo desplazamiento Δ_d y un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente apropiado para representar la energía histerética absorbida durante la respuesta inelástica, como se muestra en la figura 3.6.

Con el desplazamiento máximo determinado de la respuesta y el correspondiente amortiguamiento determinado de la demanda de ductilidad esperada, el periodo efectivo T_e puede obtenerse de un conjunto de espectros de desplazamientos para los diferentes niveles de amortiguamiento. Para obtener la rigidez efectiva del sistema de 1GDL equivalente se calcula con la siguiente expresión:

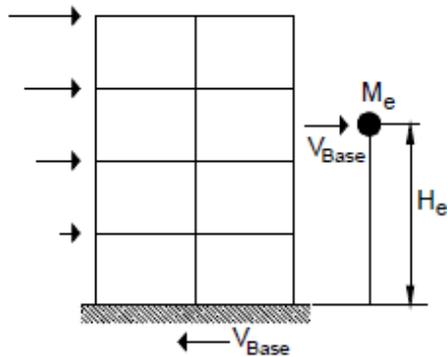
$$K_e = \frac{4\pi^2 \cdot m_e}{T_e^2} \quad (3.5)$$

donde m_e es la masa efectiva de la estructura del modo fundamental de vibración. La fuerza lateral que se muestra en la figura 3.6 (b) o cortante basal de diseño, se obtiene con la siguiente ecuación:

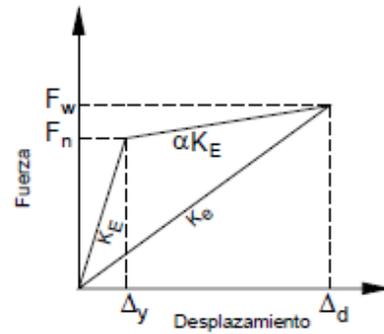
$$F = V_{Base} = K_e \cdot \Delta_d \quad (3.6)$$

El método de diseño determina la resistencia requerida en las articulaciones plásticas designadas para lograr los objetivos de diseño en términos de desplazamiento definidos. Una vez logrado esto, se recurre a criterios de diseño por capacidad para garantizar que las articulaciones plásticas se produzcan en los lugares que el diseñador requiere que se presenten y no se desarrollen modos de falla frágiles.

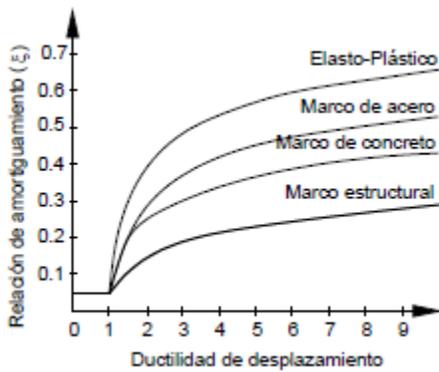
Por tanto, el concepto de diseño es muy sencillo. La complejidad del método radica en con la determinación de las características de la “estructura sustituta”, la determinación del desplazamiento de diseño y el desarrollo de espectros de desplazamiento de diseño.



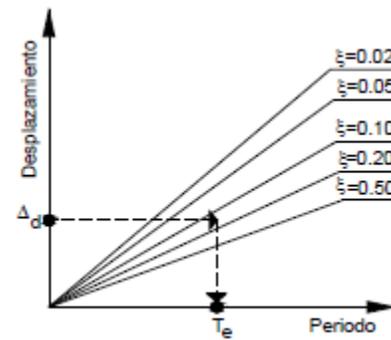
a) Simulación del sistema equivalente



b) Rigidez efectiva



c) Amortiguamiento equivalente vs ductilidad



d) Espectro de diseño de desplazamiento

Figura 3.6 Fundamentos del diseño directo basado en desplazamiento

El procedimiento de este método se describe a continuación:

- a) Calcular los desplazamientos de diseño de los entrepisos. Los desplazamientos del marco están relacionados con la forma normalizada del modo inelástico del modo fundamental, δ_i , donde $i = 1$ a n son los entrepisos y Δ_c es el desplazamiento del entrepiso crítico. Para estimarlos se usa la siguiente expresión:

$$\Delta_i = \delta_i \left(\frac{\Delta_c}{\delta_c} \right) \quad (3.7)$$

donde la forma modal inelástica normalizada depende de la altura H_i , y la altura H_n de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$\text{Para } n \leq 4 \quad \delta_i = \frac{H_i}{H_n} \quad (3.8)$$

$$\text{Para } n > 4 \quad \delta_i = \frac{4}{3} \cdot \left(\frac{H_i}{H_n} \right) \cdot \left(1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) \quad (3.9)$$

Se debe observar que la influencia de los modos superiores de vibrar en los desplazamientos y las derivas es pequeña y no se considera en esta etapa de diseño ya que el método controla los desplazamientos por medio del primer modo de vibrar. Sin embargo, si el edificio tiene una altura considerable, bien es sabido que los modos superiores entran en juego y se presentaría una amplificación dinámica en las derivas de entrepiso por lo que pueden causar deformaciones mayores a las que se podrían esperar para el modo fundamental.

Lo anterior se toma en cuenta con factor de corrección de los desplazamientos ω_θ . Lo que hace este factor es tomar en cuenta los efectos de amplificación dinámica de los modos superiores.

Priestley et al. (2007) proponen la siguiente expresión para calcularlo:

$$\omega_\theta = 1.15 - \frac{H_n}{300} \leq 1 \quad (3.10)$$

$$\Delta_{i,\omega} = \omega_\theta \cdot \Delta_i \quad (3.11)$$

Cabe destacar que para alturas menores de 45 m. ese factor vale 1, por lo tanto, no afecta al perfil de desplazamientos. H_n debe de estar en metros.

b) Desplazamientos de diseño del sistema equivalente. El desplazamiento de diseño está relacionado con los desplazamientos de entrepiso por la siguiente expresión:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i)} \quad (3.12)$$

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

Las características del desplazamiento de diseño de la ecuación 3.12 depende del estado límite de desplazamiento o deriva de entrepiso de los miembros más críticos de la estructura real y de la forma

del perfil de desplazamiento de la estructura. La forma del perfil de desplazamiento es la que corresponde al primer modo de vibrar inelástico de la estructura cuando ésta es sometida a un cierto nivel de demanda sísmica.

c) Masa del sistema equivalente. La masa efectiva del sistema equivalente de la estructura sustituta se toma en cuenta de la consideración de la participación de masa del primer modo inelástico dado por:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (3.13)$$

Basado en la experiencia, la masa efectiva oscila en un rango de 70% de la masa total en edificios de varios pisos con muros en voladizos, mientras los edificios a base de marcos de más de 20 pisos la masa efectiva es de 85% aproximadamente. El resto de la participación de la masa la toman los modos superiores.

d) Altura efectiva. La altura efectiva H_e del sistema equivalente esta dado por:

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (3.14)$$

e) Ductilidad de desplazamiento de diseño del sistema equivalente.

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (3.15)$$

f) Desplazamiento de fluencia del sistema equivalente.

Para obtener el desplazamiento se emplean las siguientes ecuaciones propuestas por Priestley et al. (2007):

$$\theta_y = 0.5\varepsilon_y \frac{L_b}{h_b} \quad (3.16)$$

donde L_b y h_b son la longitud de la viga centro a centro de las columnas y el peralte total de la viga, ε_y es la deformación de fluencia del acero de refuerzo. Por lo tanto, el desplazamiento se calcula con la siguiente expresión:

$$\Delta_y = \theta_y \cdot H_e \quad (3.17)$$

donde θ_y es la rotación de fluencia. Las ecuaciones 3.16 y 3.17 son solo válidas para edificios regulares.

- g) Amortiguamiento viscoso equivalente. El amortiguamiento viscoso equivalente de la estructura sustituta para marcos se puede relacionar conservadoramente con la demanda de ductilidad como se muestra en la figura 3.6 (d). con la siguiente ecuación:

Para marcos de concreto:

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \cdot \left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right) \quad (3.18)$$

- h) Periodo efectivo de la estructura sustituta. Para la obtención del periodo efectivo se debe entrar a espectro de desplazamientos de diseño reducido por el amortiguamiento viscoso equivalente. La expresión que se utilizan para hacer la reducción al espectro de desplazamientos está dada por la siguiente ecuación (CEN, 1996) :

$$\Delta_{(T,\xi_{eq})} = \Delta_{(T,\xi_{5\%})} \cdot \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_{eq}} \right)^{0.5} \quad (3.19)$$

donde $\Delta_{(T,\xi_{eq})}$ es la ordenada espectral de desplazamiento reducida por el amortiguamiento equivalente. $\Delta_{(T,\xi_{5\%})}$ es la ordenada espectral de desplazamiento asociada al 5% de amortiguamiento y ξ_{eq} es el amortiguamiento equivalente.

- i) Rigidez efectiva de la estructura sustituta. La rigidez efectiva asociada al máximo desplazamiento de la estructura sustituta está dada por:

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (3.20)$$

- j) Fuerza de diseño del cortante basal. La fuerza de diseño del sistema de múltiples grados de libertad (MGDL) se define mediante la siguiente expresión:

$$F = V_{Base} = K_e \cdot \Delta_d \quad (3.21)$$

Una vez que se encuentra el cortante basal de diseño de la estructura sustituta ahora se deben de distribuir en todos los entresijos.

- k) Distribución del cortante basal de diseño. Una vez obtenido el cortante basal de la ecuación 3.21 se debe de distribuir en los niveles del edificio en proporción al producto de la masa y el desplazamiento de diseño a través de la ecuación:

$$F_i = \frac{V_{Base} \cdot (m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (3.22)$$

Para tomar en cuenta la contribución de los modos superiores la ecuación 3.22 es modificada tomando en cuenta 10% del cortante basal en la azotea y el 90% restante fue distribuido como en la ecuación 3.22.

$$F_i = F_i + \frac{0.9V_b \cdot (m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad (3.23)$$

donde:

$F_i = 0.1V_B$ en el nivel de azotea y cero en todos los demás entresijos.

Una vez que el vector de fuerzas calculado en el paso anterior se distribuye en la estructura, se obtienen las fuerzas de diseño para determinar las demandas de diseño en los elementos estructurales donde se espera se desarrollen articulaciones plásticas solo que tomando en cuenta algunas consideraciones. Los autores

mencionan que, para ser compatible con el concepto de la estructura sustituta, la rigidez de los miembros debe de ser consistente con el nivel esperado de ductilidad cuando se presente el desplazamiento máximo.

De modo que, si se utiliza el concepto de columna fuerte-viga débil, las vigas presentaran el comportamiento inelástico, por lo que la rigidez apropiada en las vigas se calcula mediante la ecuación:

$$(EI)_{viga} = \frac{E_c I_{cr}}{\mu_b} \quad (3.24)$$

donde $E_c I_{cr}$ es la rigidez agrietada de las vigas. μ_b es la demanda esperada de ductilidad de desplazamiento de la viga. Para las columnas no es necesario hacer ninguna reducción ya que tales elementos serán diseñados por capacidad, por lo que se asume que se mantendrán elásticas.

Una vez que se ajustan las rigideces efectivas de los miembros, las vigas se diseñan directo de las demandas obtenidas del análisis estructural con el vector de fuerzas mencionado anteriormente mientras que las columnas se diseñan usando criterios del diseño por capacidad para asegurar el comportamiento columna fuerte-viga débil y también asegurar que no ocurran fallas frágiles. El detallado se debe hacer conforme a lo estipulado para estructuras dúctiles.

3.4.2. Método de diseño sísmico basado en deformaciones para edificios de concreto reforzado utilizando análisis dinámicos inelástico de Kappos y Stefanidou (2010)

Kappos y Stefanidou (2010) propusieron un método basado en deformaciones aplicado a edificios de concreto reforzado en 3D que involucran el uso de herramientas de análisis avanzado. Este método es aplicable para edificios conformados por marcos reticulares regulares e irregulares, muros de cortante, sistemas duales. Este método requiere de análisis inelásticos ya sea dinámicos o estáticos.

El método se había propuesto anteriormente (Kappos, 1997 y Kappos y Manafpour 2001) y requiere como primer paso, el uso de un análisis elástico convencional para obtener un nivel de resistencia básico, mientras que luego se desarrolla un modelo detallado parcialmente inelástico, en el que se permite que los miembros se comporten en el rango inelástico en ubicaciones predeterminadas. En las versiones anteriores de este método las deformaciones inelásticas de los miembros fueron consideradas como una verificación de diseño, no como un parámetro de diseño.

Los pasos para la aplicación de este método se describen a continuación:

Paso 1. Diseño a flexión de las zonas de articulaciones plásticas basado en el estado límite de servicio.

El propósito de este paso es establecer un nivel de resistencia tal que mantenga en condiciones de servicio o también llamado ocupación inmediata en FEMA 273 (1997) y ASCE 41-17 (ASCE/SEI, 2017) después de un sismo que tenga una alta probabilidad de excedencia. Se seleccionan como zonas de disipación de energía los extremos de las vigas y la base de las columnas de planta baja. Esto es para que la estructura se comporte con el mecanismo de columna fuerte-viga débil. Las fuerzas y las rotaciones son obtenidas de un análisis elástico. El análisis elástico se lleva a cabo con un registro escalado de acuerdo con el nivel desempeño de ocupación inmediata (FEMA, 1997). El valor recomendado de los autores es de $v_o = 2/3$.

Posteriormente, las rotaciones elásticas se relacionan con las inelásticas mediante un factor de reducción denominado α . Cuando se define el factor de ductilidad rotacional (μ_θ) y la máxima rotación inelástica (θ_{inel}), de la rotación θ_{el} , encontrada del análisis elástico, se calcula la rotación de fluencia (θ_y) para cada miembro estructural. Para simplificar el procedimiento se toma en cuenta que la respuesta del diagrama momento-rotación es elastoplástica perfecta y que la pendiente elástica y la elastoplástica del diagrama momento-rotación es la misma. Los autores definen que los momentos y las rotaciones debido a las cargas permanentes (Cargas gravitacionales y cargas vivas reducidas) son las primeras en aplicarse y se mantienen constantes, cualquier reducción de las fuerzas elásticas (M_{el}) deberán referirse a las cargas sísmicas que se aplican después de las cargas permanentes. Posteriormente, se calcula el momento de fluencia (M_y) con la siguiente expresión:

$$M_y = M_g + \alpha M_E \quad (3.25)$$

Donde el factor de reducción es el mismo para momentos y rotaciones. Como el valor de la rotación de fluencia θ_y ya es conocido, así como las rotaciones elásticas debido a las cargas sísmicas θ_E , el factor de reducción se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\alpha = \frac{\theta_y - \theta_g}{\theta_E} \quad (3.26)$$

Por último, de acuerdo con el procedimiento mencionado, las fuerzas de diseño reducidas se calculan para cada miembro estructural y están directamente relacionadas con la ductilidad rotacional objetivo seleccionada para el nivel de desempeño de servicio. La demanda de refuerzo longitudinal para las vigas es calculada usando los procedimientos convencionales del diseño por flexión cumpliendo con los requerimientos mínimos de acuerdo con el código. En caso de que la demanda de acero longitudinal resulte

menor a los requerimientos mínimos, se hace una reducción de la sección transversal para que las deformaciones no sean menores que las admisibles para el nivel de desempeño considerado.

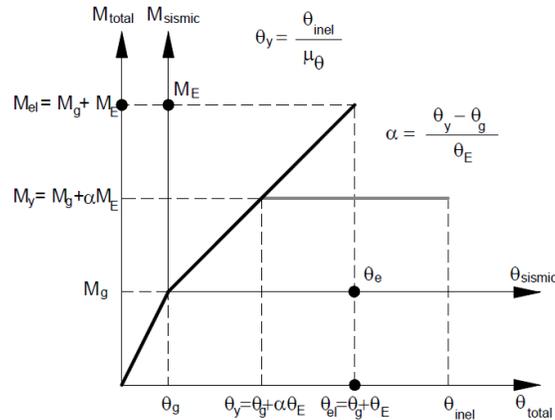


Figura 3.7 Definición de la pendiente del diagrama M-θ y definición de α para las vigas.

Paso 2. Selección de las demandas sísmicas.

Para los análisis dinámicos no lineales requeridos en el método de diseño es necesario que se definan correctamente los registros sísmicos. El conjunto de acelerogramas usados para el análisis deberá incluir un par de componentes para cada movimiento sísmico y es recomendado que se seleccionen con base en resultados de análisis de peligro sísmico. Los registros sísmicos deberán estar escalados debidamente para corresponder al nivel asociado con el estado límite examinado. Los autores recomiendan por lo menos 3 registros.

Paso 3. Establecer un modelo parcialmente inelástico.

Durante este paso se establece un modelo parcialmente inelástico (PIM, por sus siglas en ingles), donde las vigas y las columnas de planta baja son modeladas como elementos que fluyen. Las resistencias que tienen estos elementos son las calculadas en el paso 1 según las deformaciones inelásticas permitidas para cumplir con el estado límite de servicio. En el mismo modelo, las columnas restantes son modeladas como miembros elásticos.

Paso 4. Verificaciones del estado límite de servicio.

El uso del análisis dinámico no lineal en el modelo parcialmente inelástico involucra a un conjunto de registro sísmicos debidamente escalados correspondientes al estado límite de servicio. El propósito de este paso, además de verificar el desempeño inelástico del sistema estructural, es una verificación que la

ductilidad rotacional (μ_θ) requerida en las vigas y las columnas de la base de la planta baja sea consistente con el valor supuesto en el proceso de diseño. Básicamente es una evaluación de la respuesta sísmica de la estructura en su estado de servicio. Ya que el análisis dinámico no lineal es usado para verificar la respuesta sísmica del nivel de desempeño antes mencionado, se deben considerar las resistencias medias del material.

Paso 5. Diseño del acero de refuerzo en columnas para el estado de seguridad de vida.

El diseño de los miembros considerados elásticos al configurar el PIM, está basado en los resultados del análisis dinámico no lineal del modelo antes mencionado para cada conjunto de registros sísmicos seleccionados propiamente escalados a la intensidad del sismo asociado con los requerimientos de seguridad de vida (Probabilidad de excedencia 10%/50 años). Considerar valores medios de las resistencias de los materiales conlleva a una sobreestimación del refuerzo longitudinal de las columnas. Los autores hacen una observación sobre las conexiones viga-columna ya que las vigas están diseñadas con valores medios de la resistencia del acero por lo que los momentos de diseño y la fuerza axial de las columnas se multiplican por un factor de 1.26 (f_{ym}/f_{yd}) siendo demasiado conservador este factor. Lo que se trata de hacer con esto, es que los momentos de las columnas sean consistentes con el nivel de desempeño de seguridad de vida y evitar que las columnas fluyan, excepto las de la base.

Paso 6. Diseño por cortante.

Para tomar en cuenta esta falla menos dúctil, las fuerzas cortantes deberán corresponder a las demandas sísmicas correspondientes a un terremoto con probabilidad de excedencia de 2% en 50 años, esto es un nivel de desempeño de prevención al colapso. Sin embargo, el diseño y el detallado por cortante puede realizar usando las fuerzas cortantes calculadas del análisis dinámico no lineal asociado al nivel de desempeño de seguridad de vida e implícitamente relacionarlas con el sismo de probabilidad de excedencia de 2% en 50 años mediante factores de aumento. Los autores recomiendan para vigas un valor de $\gamma_v = 1.20$ y para columnas $\gamma_c = 1.15$.

Paso 7. Detallado para confinamiento, anclaje y traslapes.

El detallado de todos los elementos para confinamiento, anclajes y traslapes, se realizan tomando en cuenta el debido nivel de inelasticidad esperado de cada miembro estructural. Tomando en cuenta los lineamientos del código, de acuerdo con la ductilidad desarrollada.

3.4.3. Diseño sísmico directo basado en prestaciones de estructuras de concreto reforzado irregulares de Bairán y Montoya (Montoya, 2016)

La metodología presentada a continuación no es como tal una metodología basada en desplazamientos, pero tiene la versatilidad de poder alcanzar algún desplazamiento o distorsión objetivos que se requiera cumplir dependiendo algún nivel de desempeño que se quiera lograr.

La metodología propuesta es descrita como el “Análisis Lineal Doble” (DLA), ésta es basada en una superposición de resultados de dos análisis lineales, estructura convencional (elástica) y una de referencia (auxiliar); ésta última representa una estructura dañada. En el método la superposición se hace con los resultados finales de los esfuerzos internos y deformaciones de dos análisis dinámicos modales espectrales.

En la metodología la estructura elástica se somete a cargas gravitacionales y sísmicas para obtener las fuerzas internas y sus deformaciones. Para la estructura auxiliar primeramente se colocan rótulas perfectas, las cuales se distribuyen en lugares donde el diseñador piense que será más conveniente. Estas rótulas perfectas son puntos donde el daño estructural tomara lugar en un evento sísmico.

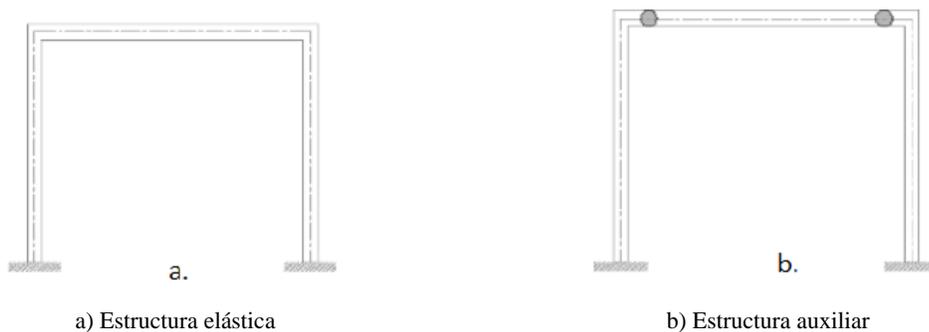


Figura 3.8. Definición de la estructura elástica y la estructura auxiliar (Montoya, 2016)

Los pasos generales del DLA son directos y simples, a continuación, se presenta la metodología de acuerdo con Montoya, (2016).

- 1.- Realizar un análisis modal espectral de la estructura elástica y obtener las respuestas lineales de la estructura.
- 2.- Decidir la estrategia de la ubicación y cantidad de las rótulas basado en la necesidad de reducción de esfuerzos internos o la localización del daño. Esto define el modelo auxiliar.

3.- Realizar un análisis modal espectral de la estructura auxiliar que es idéntica a la estructura elástica, pero con las rotulas perfectas en lugares estratégicos.

4.- Graficar las curvas de evolución de esfuerzos internos en función del parámetro de intensidad del daño (α) y seleccionar el factor que satisfaga el daño local, desplazamiento y derivas deseado.

5.- Diseñar el refuerzo de acero en las zonas dañadas mediante un diseño convencional para M_d y θ_p . Para las secciones que permanecen elásticas se diseña de manera convencional, es decir, un diseño por capacidad.

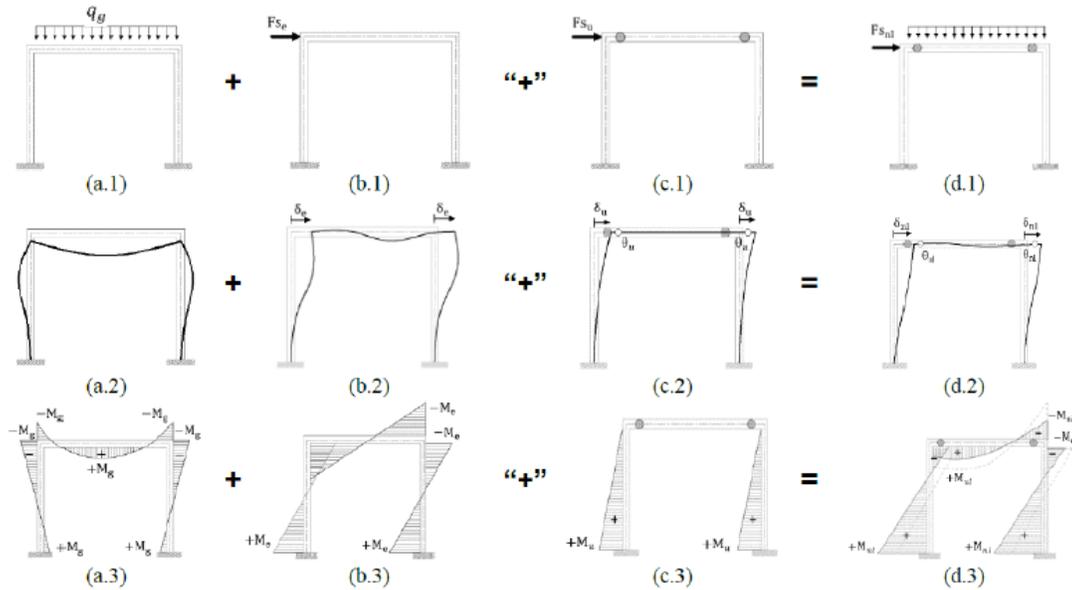


Figura 3.9 Estimación del estado final de los pasos de diseño del DLA (Montoya, 2016)

De la figura 3.9 se observa que las columnas correspondientes a (a) y (b) muestran el análisis modal espectral lineal en la estructura elástica. La columna de las figuras 3.9a.1, 3.9a.2 y 3.9a.3 describen la aplicación de la carga gravitacional. la columna de b.1 b.2 y b.3 describen a la estructura sometida a una carga sísmica a partir de un espectro de diseño elástico sin ningún factor de reducción de fuerzas sísmicas.

Las columnas c.1, c.2 y c.3 corresponde al análisis modal espectral de la estructura auxiliar sometida por el mismo espectro de diseño. La última columna se muestra la estructura combinada, a partir de las superposiciones de los resultados anteriores. Con este estado se puede proceder al diseño.

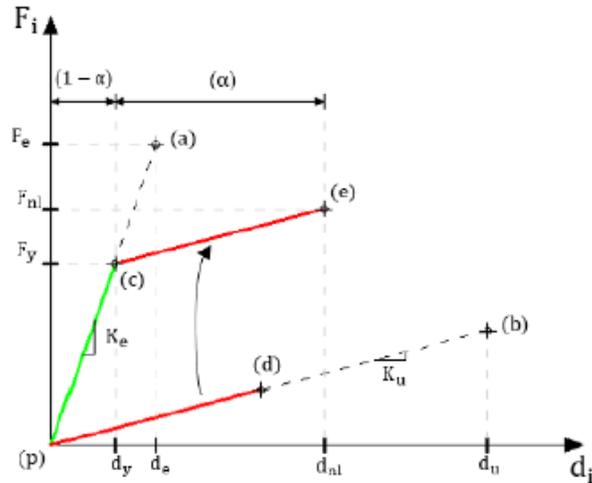


Figura 3.10 Superposición de la estructura elástica y auxiliar en una curva fuerza-deformación para un valor determinado del parámetro de control (α)

El análisis lineal de la estructura elástica lo define la recta (p)-(a) con una rigidez K_e . El análisis modal de la estructura auxiliar define la recta (p)-(b) con una rigidez K_u . La curva (p)-(c)-(e) representa la respuesta combinada de los dos análisis anteriores según el parámetro de control de daño (α) seleccionado por el diseñador.

Una vez que se obtienen las fuerzas internas y deformaciones de ambas estructuras se propone el factor de control (α) para combinarlas. Con este factor, se puede hacer las combinaciones de las dos estructuras y obtener desplazamientos, fuerzas, deformaciones etc. La combinación de fuerzas y desplazamientos se hace mediante las siguientes ecuaciones:

$$F_{nl}^i = F_e^i \cdot (1 - \alpha) \cdot \eta + F_a^i \cdot \alpha \cdot \eta \quad (3.27)$$

$$d_{nl}^i = d_e^i \cdot (1 - \alpha) \cdot \eta + d_a^i \cdot \alpha \cdot \eta \quad (3.28)$$

donde:

F_{nl}^i y d_{nl}^i = Son los resultados finales de la combinación de fuerzas y desplazamientos en el nodo i.

F_e^i y d_e^i = Son las fuerzas y desplazamientos de la estructura elástica.

F_a^i y d_a^i = Son las fuerzas y desplazamientos de la estructura auxiliar.

De esta forma, la combinación y la superposición de ambas etapas de comportamiento caracterizan a la estructura mediante un modelo elastoplástico bilineal. La variable η es el factor de corrección por amortiguamiento que tiene en cuenta la disipación de energía histerética.

Las fuerzas sísmicas para los análisis deben de ser fuerzas elásticas, es decir, sin ninguna reducción. El factor de daño varía entre 0 y 1, donde $\alpha=0$ significa que la estructura permanecerá totalmente elástica y $\alpha=1$ que la estructura está totalmente dañada.

Como paso final, se debe de diseñar el refuerzo de las vigas para satisfacer la resistencia requerida, así como la demanda de ductilidad con la misma sección transversal. La demanda de flexión y ductilidad es obtenida a partir de las siguientes ecuaciones:

$$M_{nl}^i = M e^i \cdot (1 - \alpha) \cdot \eta + M a^i \cdot \alpha \cdot \eta \quad (3.29)$$

$$\theta_{nl}^i = \theta e^i \cdot (1 - \alpha) \cdot \eta + \theta a^i \cdot \alpha \cdot \eta \quad (3.30)$$

La rotación de fluencia es el primer término de la ecuación 3.30.

$$\theta_y^i = \theta e^i \cdot (1 - \alpha) \cdot \eta \quad (3.31)$$

El factor de corrección por disipación de energía (η) en la ecuación (8) a (11), es definido en términos de demanda de ductilidad de cada rotula dañada. Este factor η depende del tipo de ciclo de histéresis asumido en cada rotula, así como el factor α .

La demanda de ductilidad puede ser calculada como en la siguiente ecuación, como en función del coeficiente α .

$$\mu^i = \frac{\theta_{nl}^i}{\theta_y^i} = \left[1 - \mu_{\max}^i \cdot \frac{\alpha}{(1 - \alpha)} \right] \quad (3.32)$$

De acuerdo con el trabajo de Dwairi, et al (2007) la componente de histéresis se puede obtener como:

$$\xi_{hyst} = C \cdot \left(\frac{\mu^i - 1}{\mu^i \cdot \pi} \right) \quad (3.33)$$

donde el coeficiente C depende de la forma del ciclo de histéresis, el tipo de registro y la variación de periodo de la estructura. Diferentes valores de C pueden ser encontrados en el trabajo de Dwari, et al (2007)

El amortiguamiento total del sistema es la suma del amortiguamiento elástico y el amortiguamiento histerético.

$$\xi_{sys} = \xi_{el} + \xi_{eq} \quad (3.34)$$

Es comúnmente asumido que el amortiguamiento elástico tiene un valor del 5%. El amortiguamiento global puede ser calculado por una ponderación basada en la disipación de energía por las diferentes zonas dañadas como:

$$\xi_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^n M_{nl}^i \cdot \theta_{nl}^i \cdot \xi_{hyst}^i}{\sum_{i=1}^n M_{nl}^i \cdot \theta_{nl}^i} \quad (3.35)$$

El amortiguamiento equivalente reduce la demanda sísmica a través del factor de corrección η . Diferentes relaciones existen entre η y ξ_{eq} . Para el trabajo de Montoya se utilizó la ecuación del Eurocódigo 8, (2011):

$$\eta = \sqrt{\frac{0.10}{0.05 + \xi_{sys}}}$$

3.5. Comentarios de los métodos de diseño basados en desplazamientos de Priestley, et. al, en deformaciones de Kappos y Stefanidou, y en desempeño para estructuras irregulares de Montoya y Bairán

De acuerdo con los autores, sus respectivos métodos de diseño pueden garantizar razonablemente bien los parámetros de desempeño, sin embargo, de la breve descripción dada de los métodos, se observa que el método de Priestley et. al (2007) es aparentemente sencillo de aplicar y es una mejor alternativa que los métodos basados en fuerza, sin embargo, el método hace consideraciones e hipótesis que se deben manejar con cuidado. Primeramente, la formulación de la estructura substituta es diferente al enfoque de los códigos de diseño, lo cual hace complicado su incorporación a las mismas. Asimismo, se asume que las articulaciones plásticas se presentan en la base de las columnas y en los extremos de las vigas, exceptuando las vigas del último nivel; lo cual no es necesariamente cierto, por lo que no se tiene control de la distribución de daño. Por otro lado, es necesario ajustar el diseño de las columnas por medio de criterios de capacidad, para cumplir con el mecanismo columna fuerte-viga débil, lo cual modifica la rigidez considerada desde el inicio del diseño. Por tal motivo, no se garantiza del todo bien un control adecuado

del desempeño estructural. En lo que respecta al método de Kappos y Stefanidou (2010) es bastante preciso en el comportamiento de la estructura y garantiza de manera adecuada el desempeño estructural de edificios a base de marcos regulares, irregulares y sistemas duales. La desventaja es que requiere análisis dinámicos no lineales paso a paso, lo cual no es común utilizarlo por los ingenieros de la práctica, lo que conduciría a errores por falta de experiencia.

El método propuesto por Montoya y Bairán (2017), es interesante ya que es capaz de tener el control del comportamiento no lineal de edificios a base de marcos regulares e irregulares, así como muros de concreto reforzado desde que el edificio está sin daño hasta cuándo se encuentra totalmente dañado, a través del factor de control (α), además que se toma cuenta el efecto de los modos superiores. El procedimiento es sencillo de aplicar y se obtiene resultados bastantes precisos comparados con un análisis dinámico no lineal. La desventaja es que a pesar de que es un método directo, se deben de evaluar 10 diseños, ya que el factor de control es de 0 a 1, lo que implica conocerlos para tomar el diseño adecuado de acuerdo con el daño que se permitirá y así cumplir con objetivos de desempeño deseados.

CAPÍTULO IV

MÉTODO DE ANÁLISIS BASADO EN DESPLAZAMIENTOS CON CONTROL DE DAÑO LOCAL Y GLOBAL PARA EL DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO

4.1. Generalidades

En este capítulo se presenta el método de diseño basado en desplazamientos con control de daño local y global para marcos regulares de edificios de concreto reforzado originalmente formulado por López y Ayala (2013). El método que se propone a continuación se fundamenta principalmente en los trabajos hechos por Ayala (2001) y López y Ayala (2013) donde la respuesta no lineal de una estructura de MGDG se puede aproximar mediante la respuesta de un sistema de referencia de 1GDG no lineal, asociado al modo de vibrar fundamental de la estructura de MDGL. Un sistema de referencia es aquel en el que sus propiedades están definidas por el modo fundamental de vibrar de la estructura, en cambio, un sistema equivalente, sus propiedades se asocian a la respuesta total de la estructura.

La aportación de esta tesis es la implementación del control del daño local, en términos de las rotaciones plásticas máximas en vigas de marcos de concreto reforzado, de acuerdo con las permitidas por los códigos de diseño para cumplir con algún estado límite. Esto se hace con una formulación simple, donde se tiene control de las componentes que definen el desplazamiento último, es decir, la componente elástica y la inelástica. Para definir el desplazamiento último se hace uso de un ensamblaje de vigas y columnas de un marco de concreto reforzado, con el cual se puede establecer una formulación para conocer la contribución que tienen las deformaciones locales de los elementos, es decir, vigas, columnas y nodo, a la componente elástica e inelástica. Una vez hecho esto, se decide el nivel de desempeño que se requiere que alcancen los elementos que se permitirá que presenten daño, en este caso las vigas del marco, con el fin de que sea consistente con el mecanismo deseado, columna fuerte-viga débil. Una vez establecido el nivel de daño local en la estructura en términos de rotaciones plásticas, se procede a conocer la distorsión del entrepiso asociada a las deformaciones locales calculadas anteriormente, para así, conocer una ductilidad de diseño. Una vez que esto está definido, se puede encontrar las resistencias de los elementos y proceder a diseñar con esa demanda de resistencia encontrada y cumplir con el objetivo de desempeño deseado en el sistema estructural.

4.2. Hipótesis del método de diseño propuesto.

El principio básico del método de diseño propuesto en este capítulo es que la curva de capacidad de una estructura de múltiples grados de libertad (MGDL), se puede aproximar mediante una curva bilineal considerando equivalencia de energías de deformación entre la curva real y la bilineal. Usando conceptos de dinámica estructural y el procedimiento propuesto por Freeman (Freeman, 1978) o ATC-40 (ATC, 1996), se puede convertir la curva de capacidad bilineal a una curva bilineal definida en un espacio espectral de Seudo-aceleraciones, S_a contra Seudo-desplazamientos, S_d , que corresponde al modo de vibrar fundamental de la estructura y se le conoce como curva de comportamiento del sistema de referencia de 1GDL.

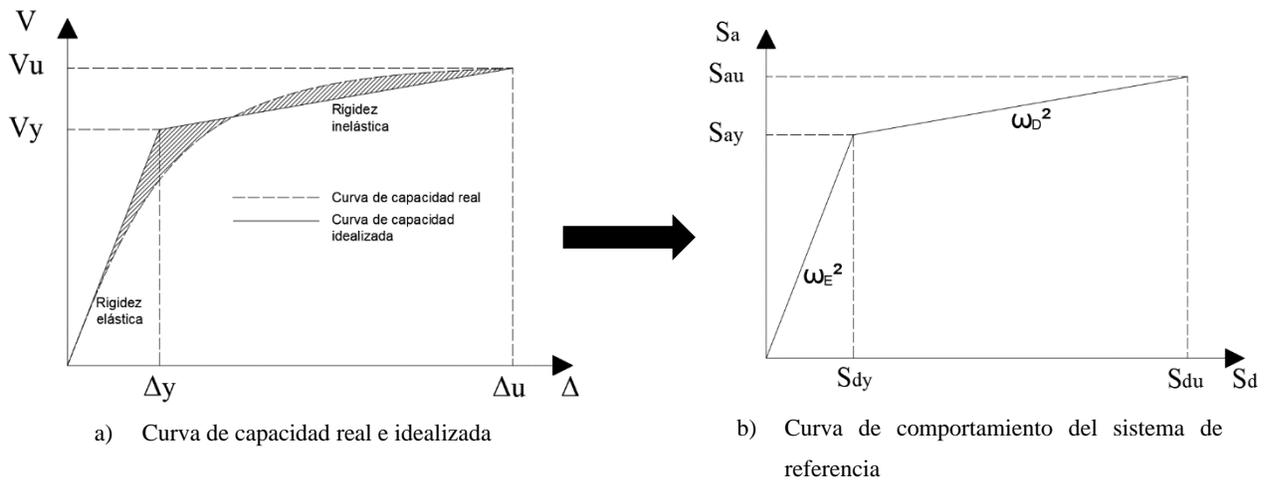


Figura 4.1 Transformación de la curva de capacidad a la curva de comportamiento del sistema de referencia del modo fundamental

En la figura 4.1 el V es el cortante basal, Δ es el desplazamiento de azotea del sistema de MGDL, S_a es la seudo-aceleración espectral equivalente a la resistencia por unidad de masa (R/m), S_d es el desplazamiento espectral. Los subíndices u y y indican las condiciones últimas y de fluencia, respectivamente.

Las pendientes de la curva bilineal, mostradas en la figura 4.1a, representan las propiedades de rigidez de la estructura en el rango de comportamiento elástico (pendiente inicial) e inelástico (segunda pendiente), respectivamente. En la figura 4.1b, la curva bilineal se encuentra definida por los puntos característicos, fluencia (S_{d_y}, S_{a_y}) y último (S_{d_u}, S_{a_u}); estos puntos definen la curva de comportamiento del sistema de referencia (CCSR), donde la primera rama, representa el comportamiento elástico y la segunda describe el comportamiento inelástico, este último asociado a un estado de daño. Las pendientes de la CCSR se representan en términos de frecuencias circulares al cuadrado (ω^2)

4.3. Descripción del método de diseño propuesto

El método de diseño propuesto por desplazamientos con control de daño local y global consiste en determinar el comportamiento del sistema estructural mediante la denominada curva de comportamiento bilineal del sistema de referencia y se define por dos modelos elásticos lineales simplificados para representar el comportamiento de la estructura, uno es para representar la etapa elástica y otro para representar la etapa inelástica. El modelo elástico se define a partir de su geometría y de las rigideces efectivas de los elementos estructurales propuestos. Para el modelo dañado, correspondiente a la etapa inelástica, es una réplica del modelo elástico en el cual se le asignan rótulas plásticas correspondiente a un estado de daño asumido por el diseñador consistente con el criterio de columna fuerte-viga débil, son representadas por rótulas plásticas perfectas. (Ver figura 4.2). Para determinar la curva de comportamiento del sistema de referencia se hace a partir de análisis modales espectrales convencionales para ambos modelos. Esto permite que el método se pueda aplicar utilizando programas comerciales de análisis estructural. Por lo tanto, el enfoque de diseño de este método consiste en definir la curva de comportamiento del sistema de referencia para que proporcione rigidez y resistencia necesaria para cumplir con un objetivo de desempeño dado (OD).

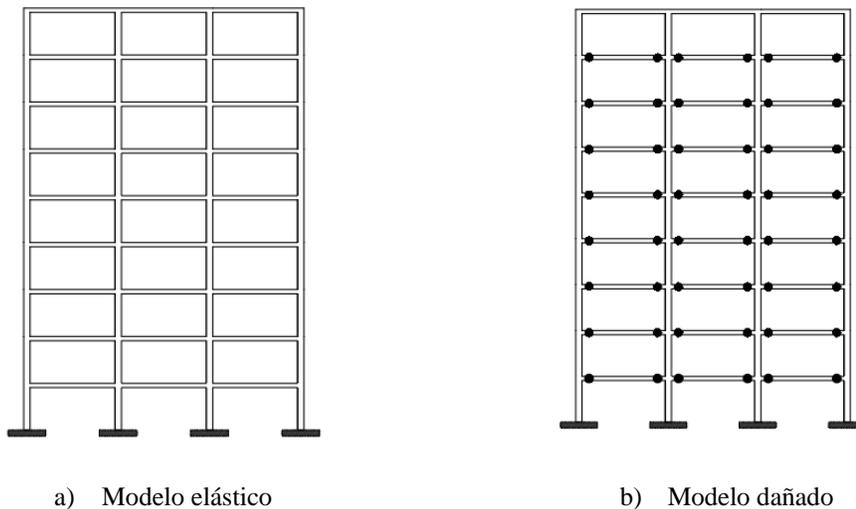


Figura 4.2 Representación de los modelos simplificados

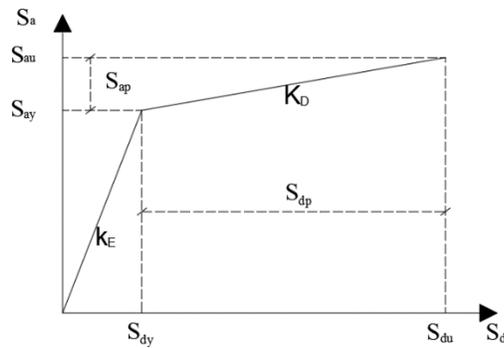


Figura 4.3 CCSR en función de las propiedades de los modelos simplificados

4.3.1. Contribución de los modos superiores

En el procedimiento propuesto se establece que la curva de comportamiento representa las propiedades del modo fundamental del sistema estructural y de acuerdo con López y Ayala (2013) la contribución de los modos superiores se considera implícitamente al estimar la respuesta máxima de la estructura mediante la superposición de los resultados de análisis modales espectrales de los modelos simplificados. Esto se basa en la hipótesis de que las propiedades de todos los modos de un sistema estructural están directamente relacionados a las rigideces correspondientes a cada etapa de comportamiento (López y Ayala, 2013).

4.3.2. Desplazamiento último

Para determinar el desplazamiento último del sistema de referencia en versiones anteriores a este método, se calculaba en función de los valores máximos permisibles de distorsiones o desplazamientos que establecen las normas de diseño. Sin embargo, aquí se propone encontrar una distorsión de entrepiso en función de la rotación máxima que se permita que desarrollen las vigas del marco, así como la contribución que tiene el efecto del nodo y el deslizamiento de las barras longitudinales en los extremos de las vigas al desplazamiento último de azotea. Esto con el fin de tener un control más directo del nivel de daño que puede presentar los miembros estructurales ante un evento sísmico. Con lo antes mencionado se calcula el desplazamiento último y se conoce el daño global que presenta la estructura, obteniendo las distorsiones de entrepiso que nos ayudan a conocer el daño no estructural y con esto, saber si el sistema estructural satisface sus condiciones de diseño. Esto con la finalidad de que sirva como base para un diseño basado en resiliencia, ya que el método permite establecer que daño se permitirá que presenta el sistema estructural ante un evento sísmico. Con esto, ayudar a los organizamos correspondientes a tomar decisiones financieras del costo que tomara la reparación de los elementos estructurales, o simplemente, no dejar que se dañe y tomar criterios sobre las distorsiones más convenientes para no dejar que presenten daño los elementos estructurales y no estructurales a través de las deformaciones permisibles establecidos por códigos de diseños internacionales (e.g. ASCE 41-17).

En marcos de concreto reforzado asumiendo que el punto de inflexión de las vigas o columnas están localizados en la mitad del tramo de su longitud o a la mitad del tramo de la altura, respectivamente, el desplazamiento de entrepiso se puede representar por la deformación de un ensamble de viga-columna de un entrepiso de un marco de concreto reforzado, como se muestra a continuación:

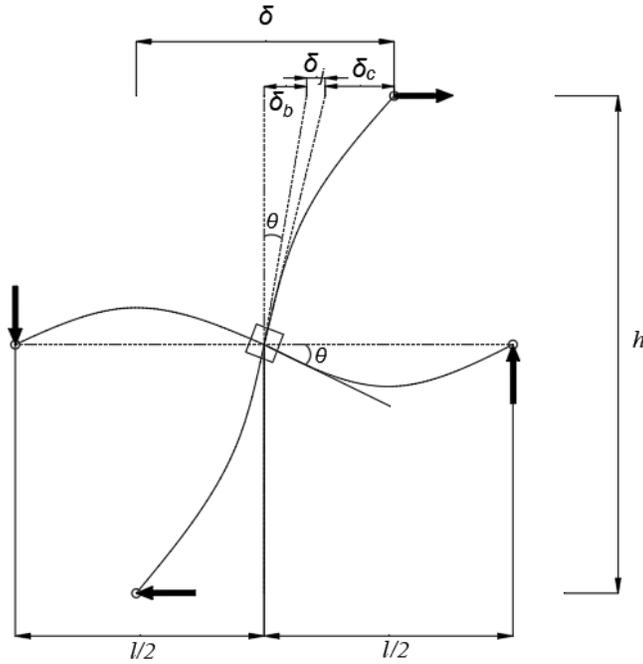


Figura 4.4 Descomposición del desplazamiento de entrepiso del ensamble viga-columna.

En la figura 4.4 se puede observar el desplazamiento de entrepiso del marco que es la suma de los desplazamientos de la viga, columnas y nodo. Se puede interpretar que el desplazamiento está compuesto por el desplazamiento elástico y el desplazamiento inelástico y se puede expresar como de la siguiente manera:

$$\delta_y = \delta_b^y + \delta_c^y + \delta_{jV} \quad (4.1)$$

$$\delta_p = \delta_b^p + \delta_c^p + \delta_{js} \quad (4.2)$$

donde δ_y y δ_p son el desplazamiento de fluencia y el desplazamiento inelástico, respectivamente, δ_b^y y δ_c^y son la contribución de la deformación de la viga y la columna al desplazamiento de entrepiso de fluencia, δ_b^p y δ_c^p son la contribución de la deformación inelástica de la viga y la columna al desplazamiento de entrepiso inelástico, δ_p , δ_{jV} y δ_{js} es la contribución de la deformación a cortante del nodo y el deslizamiento del refuerzo longitudinal en la unión viga-columna, respectivamente.

Para definir el desplazamiento de fluencia del entrepiso, en este trabajo se basa en el análisis de una extensa base de datos experimental de ensambles viga-columna realizado por Priestley et al. (2007), donde sugiere calcular la distorsión de fluencia con la siguiente expresión:

$$\theta_y = 0.5 \cdot \varepsilon_y \cdot \left(\frac{l_b}{h_b} \right) \quad (4.3)$$

donde:

ε_y = Es la deformación unitaria del acero de refuerzo.

l_b = Es la longitud de la viga medido desde el eje de la columna.

h_b = Es el peralte de la viga.

Por lo tanto, con el dato de la altura del entrepiso y la distorsión de fluencia, es posible definir el desplazamiento de fluencia del entrepiso. En este trabajo se hace un cambio de variable de la distorsión de fluencia definida por Priestley et. al (θ_y) por IDR_y .

Para definir el desplazamiento plástico se puede obtener a partir de las ductilidades de cada miembro, como se desarrolla a continuación:

$$\mu_{c\delta} = \frac{\delta_c^y + \delta_c^p}{\delta_c^y} \Rightarrow \delta_c^p = (\mu_{c\delta} - 1) \cdot \delta_c^y \quad (4.4)$$

$$\mu_{b\delta} = \frac{\delta_b^y + \delta_b^p}{\delta_b^y} \Rightarrow \delta_b^p = (\mu_{b\delta} - 1) \cdot \delta_b^y \quad (4.5)$$

Definiendo lo siguiente:

$$\alpha_b = \frac{\delta_b^y}{\delta_y}, \alpha_c = \frac{\delta_c^y}{\delta_y}, \alpha_{js} = \frac{\delta_{js}}{\delta_p} \quad (4.6)$$

Los factores α_b y α_c son porcentajes de la contribución de la deformación de la viga y columna, respectivamente, al desplazamiento de fluencia del entrepiso, α_{js} es el porcentaje que toma en cuenta la contribución que produce la deformación debido al deslizamiento del refuerzo longitudinal de la unión viga-columna al desplazamiento inelástico del entrepiso.

Al sustituir las ecuaciones 4.3, 4.4 y 4.5 se obtiene la siguiente expresión para calcular el desplazamiento plástico del entrepiso:

$$\delta_p = \frac{(\mu_{b\delta} - 1) \cdot \alpha_b + (\mu_{c\delta} - 1) \cdot \alpha_c}{(1 - \alpha_{js})} \cdot \delta_y \quad (4.7)$$

En la ecuación 4.7 se muestra el desplazamiento plástico del entrepiso asociado a las ductilidades locales y contribuciones de los elementos al desplazamiento de fluencia. Notar que el primer término del producto de ecuación 4.7 es un incremento al desplazamiento de fluencia del entrepiso.

Para calcular los desplazamientos debido a las deformaciones de las vigas y columnas, se utilizan las siguientes expresiones:

$$\delta_{by} = \theta_{by} \cdot \frac{h_c}{2} \quad (4.8)$$

$$\delta_{cy} = \frac{\varphi_{cy}}{3} \cdot \left(\frac{h_c}{2} \right)^2 \quad (4.9)$$

La ecuación 4.9 es el desplazamiento de flexión de una columna propuesta por Park y Paulay (1975), h_c representa la altura de la columna, φ_{cy} la curvatura de fluencia de la columna. Si ε_y representa la deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo y h_{sc} el peralte de la columna en dirección del sismo, la curvatura de fluencia de acuerdo con Priestley et al. (2007):

$$\varphi_{yc} = 2.1 \cdot \left(\frac{\varepsilon_y}{h_{sc}} \right) \quad (4.10)$$

En la ecuación 4.8, se usa la expresión de Priestley et al. (2007) para hallar la curvatura y la rotación de fluencia de la viga.

$$\varphi_{yb} = 1.7 \cdot \left(\frac{\varepsilon_y}{h_b} \right) \quad (4.11)$$

$$\theta_{by} = \frac{\varphi_{by} \cdot l_b}{6} \quad (4.12)$$

donde ϵ_y es la deformación unitaria del acero de refuerzo y h_b el peralte de la viga. En la ecuación 4.12, l_b es la longitud de la viga.

Una vez conocido los desplazamientos de fluencia de vigas y columnas, se pueden conocer los factores de contribución al desplazamiento de fluencia. Por estudios realizados en Wenbin y Jiaru (2002) el factor α_{js} que representa la contribución que aporta el desplazamiento debido a la deformación del deslizamiento de la barra longitudinal al desplazamiento inelástico se puede tomar aproximadamente del 10% para uniones vigas-columnas de proporciones normales.

Para tener el control del daño local en las vigas y columnas, se estima el valor de las ductilidades locales. Si estamos de acuerdo en que la ductilidad de desplazamiento de los elementos, $\mu_{b\delta}$, es la misma que la ductilidad rotacional, de acuerdo con lo anterior, se estima una ductilidad rotacional de diseño en las vigas en función de los valores de las rotaciones permisibles establecidas en los códigos de diseño. Esto con el fin de alcanzar el daño local deseado en los elementos estructurales. Por lo tanto, se establece una rotación de diseño para cumplir con algún estado límite de desempeño, por ejemplo, las establecidas en la tabla 10-7 del ASCE 41-17.

$$\mu_{b\theta} = \frac{\theta_{bDiseño}}{\theta_{by}} \quad (4.13)$$

En el caso de columnas, como es bien sabido, no se permite que se presenten mecanismos indeseables tal como pisos débiles, por lo que se utiliza el criterio de columna fuerte-viga débil, es decir, no se permite que las columnas se comporten en el rango inelástico, lo que garantiza un comportamiento estable. Por lo tanto, en la ecuación 4.7 la ductilidad de la columna se tomará igual a uno (μ_c).

Tabla 4.1 Tabla 10-7 del ASCE 41-17 “Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales- vigas de concreto reforzado”.

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)		
	a	b		Performance Level		
			c	IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure ^b						
$\frac{b-d}{h_{tot}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V_d}{b_w d \sqrt{f_{cE}}}$				
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.02	0.010
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.02	0.005
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.02	0.005
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.02	0.005
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.02	0.005
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.02	0.0015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.02	0.005
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.02	0.0015
Condition ii. Beams controlled by shear ^b						
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b						
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b						
			0.015	0.03	0.2	0.01

Note: f'_{cE} in lb/in.² (MPa) units.

^a Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^b Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^c "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_d) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Una vez establecido lo anterior, se obtiene el desplazamiento plástico del entrepiso y posteriormente se obtiene la distorsión inelástica con la siguiente expresión:

$$IDR_p = \frac{2\delta_p}{h} \quad (4.14)$$

donde:

IDR_p= distorsión inelástica.

δ_p= desplazamiento de inelástico del entrepiso.

h= altura del entrepiso.

Con el IDR_p se puede estimar el desplazamiento inelástico del sistema de referencia de acuerdo con la siguiente expresión:

$$S_{dp} = \frac{IDR_p \cdot H_k}{\Gamma_1^D \cdot (\phi_{k,1}^D - \phi_{k-1,1}^D)} \quad (4.15)$$

Por lo tanto, el desplazamiento último del sistema de referencia:

$$S_{du} = S_{dy} + S_{dp} \quad (4.16)$$

4.3.3. Procedimiento de diseño

El procedimiento de diseño de marcos de concreto reforzado se presenta a continuación:

1) Realizar un diseño preliminar de la estructura.

Se realiza un prediseño con base en la experiencia del diseñador o bien un análisis convencional de cargas gravitacionales y fuerzas laterales, es decir un diseño basado en fuerzas. Ya que se requiere solamente tener una noción preliminar de las dimensiones de los elementos no es necesario hacer un análisis y diseño detallados.

2) Análisis modal de la estructura elástica.

Con el prediseño del paso anterior se realiza un análisis modal considerando las cargas gravitacionales con lo cual de este análisis se obtiene las propiedades dinámicas como son las formas modales (ϕ_1^E), el periodo (T_{E1}) y el factor de participación (Γ_1^E), lo cual están asociados al modo fundamental. Una vez definidos estos parámetros se puede obtener la primera rama de la curva de comportamiento del sistema de referencia.

3) Obtención del desplazamiento de fluencia de la curva de comportamiento del sistema de referencia.

De acuerdo con lo obtenido en los pasos anteriores, se puede calcular el desplazamiento de fluencia del sistema de referencia, la siguiente expresión:

$$S_{dy} = \frac{IDR_y \cdot H_z}{\Gamma_1^E \cdot (\phi_{z,1}^E - \phi_{z-1,1}^E)} \quad (4.17)$$

donde:

IDR_y = Es la distorsión de fluencia.

H_z = Es la altura del entrepiso crítico z, donde ocurre la distorsión modal máxima.

Γ_1^E = Es el factor de participación modal del modelo elástico.

$\phi_{z,1}^E$ = Son las formas modales del entrepiso donde ocurre la distorsión máxima en el rango elástico.

La distorsión de fluencia se estima mediante la expresión propuesta por Priestley et al. (2007):

$$IDR_y = 0.5 \cdot \varepsilon_y \cdot \left(\frac{l_b}{h_b} \right) \quad (4.18)$$

donde:

ε_y = Es la deformación unitaria del acero de refuerzo.

l_b = Es la longitud de la viga medido desde el eje de la columna.

h_b = Es el peralte de la viga.

4) Construcción del modelo dañado.

Se propone una distribución de daño de acuerdo con el criterio de columna fuerte-viga débil, y se construye un modelo dañado, que consiste en una réplica del modelo elástico solo que en este modelo se colocan rótulas plásticas perfectas en los extremos de las vigas donde se acepta que ocurra comportamiento inelástico.

5) Análisis modal del modelo dañado

Se efectúa un análisis modal del modelo dañado del cual se obtiene la forma modal ϕ_1^D , el periodo (T_{D1}) y el factor de participación, Γ_1^D , lo cual están asociados al modo fundamental. Con estos valores, se puede conocer la pendiente de la segunda rama de la curva de comportamiento.

6) Obtención del desplazamiento último de la curva de comportamiento del sistema de referencia.

Para calcular este desplazamiento se considera la deformada obtenida del análisis modal del modelo dañado. En este punto se usa lo ya mencionado en la sección 4.3.2 donde el desplazamiento último se calcula de la siguiente manera:

De acuerdo con la ecuación 4.7, el desplazamiento inelástico del entrepiso se puede estimar con la siguiente expresión:

$$\delta_p = \frac{(\mu_{b\delta} - 1) \cdot \alpha_b + (\mu_{c\delta} - 1) \cdot \alpha_c}{(1 - \alpha_{js})} \cdot \delta_y$$

Para posteriormente utilizar la ecuación 4.15.

$$S_{dp} = \frac{IDR_p \cdot H_k}{\Gamma_1^D \cdot (\phi_{k,1}^D - \phi_{k-1,1}^D)}$$

donde:

IDR_p = Es la distorsión inelástica.

H_k = Es la altura del entrepiso crítico k , donde ocurre la distorsión modal máxima.

Γ_1^D = Es el factor de participación modal del modelo dañado.

$\phi_{k,1}^D$ = Son las formas modales del entrepiso donde ocurre la distorsión máxima en el modelo dañado.

Por lo tanto, el desplazamiento último se estima con la suma del desplazamiento de fluencia y el desplazamiento inelástico de los modelos simplificados.

$$S_{du} = \frac{IDR_y \cdot H_z}{\Gamma_1^E \cdot (\phi_{z,1}^E - \phi_{z-1,1}^E)} + \frac{IDR_p \cdot H_k}{\Gamma_1^D \cdot (\phi_{k,1}^D - \phi_{k-1,1}^D)} \quad (4.19)$$

7) Cálculo de la ductilidad global y la rigidez post-fluencia del sistema de referencia.

La ductilidad (μ_G) se determina en función de los desplazamientos de fluencia y el último. De acuerdo con la ecuación 4.20:

$$\mu_G = \frac{S_{du}}{S_{dy}} \quad (4.20)$$

Mientras tanto, la rigidez post-fluencia (α_{PF}) se determina con la ecuación 4.20:

$$\alpha_{PF} = \left(\frac{\omega_E}{\omega_D} \right)^2 = \left(\frac{T_E}{T_D} \right)^2 \quad (4.21)$$

8) Cálculo del desplazamiento inelástico de acuerdo con el desplazamiento último del sistema de referencia.

Con lo calculado en el paso anterior se construye un espectro de desplazamiento inelástico de acuerdo con los valores encontrados de μ_G y α_{PF} , donde se obtiene el desplazamiento espectral ($S_{dEspectral}$) correspondiente al periodo del modelo elástico (T_{E1}), si el desplazamiento espectral difiere del desplazamiento último (S_{du}) se modifica la estructura inicial tal que la rigidez de la

estructura satisfaga el desplazamiento requerido. Una alternativa también es que, si en la primera iteración no son iguales los desplazamientos, se obtiene el periodo requerido (T_{REQ}) del espectro inelástico de desplazamiento para satisfacer el desplazamiento último. Una vez conociendo el periodo requerido (T_{REQ}) se modifica la rigidez inicial de la estructura para alcanzar dicho periodo, de tal manera que la distribución de rigidez no cambie significativamente a lo largo de la altura. El proceso se repetirá hasta conseguir un diseño satisfactorio.

9) Calcular la resistencia de fluencia de la curva de comportamiento del sistema de referencia.

Una vez satisfecho el paso anterior, se obtiene la resistencia de fluencia (R_y/m) a partir de un espectro inelástico de resistencias por unidad de masa, asociado al valor de ductilidad (μ_G) y a la rigidez post-fluencia (α_{PF}) calculados anteriormente. El valor de la resistencia de fluencia (R_y/m) se encuentra de acuerdo con el periodo de la estructura encontrado que satisface el desplazamiento último ($T_{REQ}=T_{E1}$).

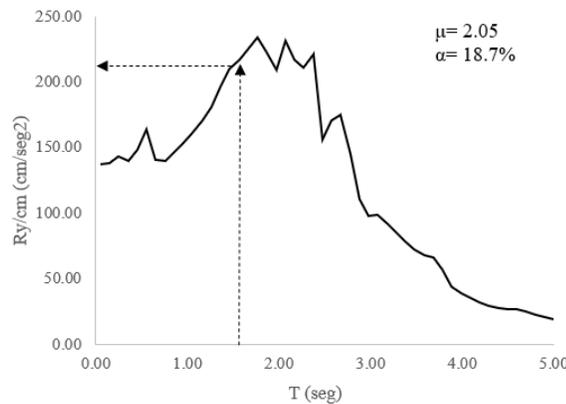


Figura 4.5. Obtención de la resistencia de fluencia correspondiente a T_{E1}

10) Obtención de la resistencia última de la curva de comportamiento del sistema de referencia.

La resistencia última del sistema de referencia (R_u/m) se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{R_u}{m} = \frac{R_y}{m} (1 + \alpha(\mu - 1)) \quad (4.22)$$

11) Construcción de la curva de comportamiento del sistema de referencia.

Con la obtención de los puntos característicos, el desplazamiento de fluencia (S_{dy}), desplazamiento inelástico (S_{dp}) y las resistencias de fluencia (R_y/m) y última (R_u/m) se puede obtener la curva de comportamiento del sistema de referencia.

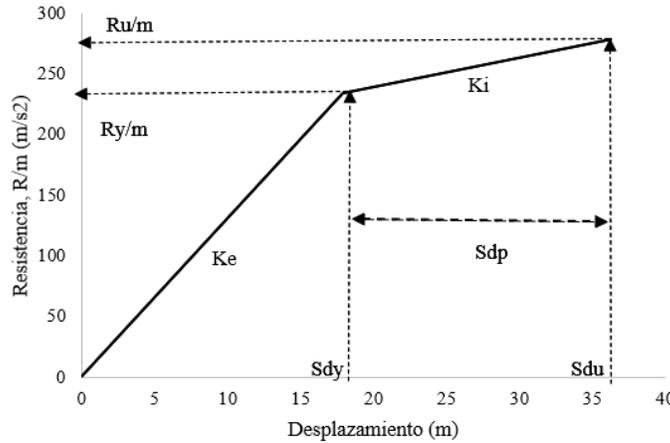


Figura 4.6 Curva de comportamiento del sistema de referencia

12) Obtención de las fuerzas de diseño

Para determinar las fuerzas de diseño de los elementos estructurales se hace por medio de dos análisis modales espectrales. El primero para el modelo elástico, es decir, al modelo sin daño, en el cual incluye las cargas gravitacionales y una demanda sísmica. La demanda sísmica es definida por el espectro elástico de diseño escalado por un factor λ_E (Ecuación 4.23) este factor es la relación entre la resistencia por unidad de masa de fluencia y la pseudo-aceleración correspondiente al periodo elástico de la estructura.

$$\lambda_E = \frac{R_y / m}{S_{aTE}} \quad (4.23)$$

El segundo análisis se realiza al modelo dañado usando un espectro elástico de diseño escalado por un factor λ_D (Ecuación 4.24) este factor es la relación entre las diferencias de la resistencia última y la resistencia de fluencia (Resistencia inelástica) y la pseudo-aceleración correspondiente periodo inelástico de la estructura.

$$\lambda_D = \frac{R_u / m - R_y / m}{S_{aTD}} \quad (4.24)$$

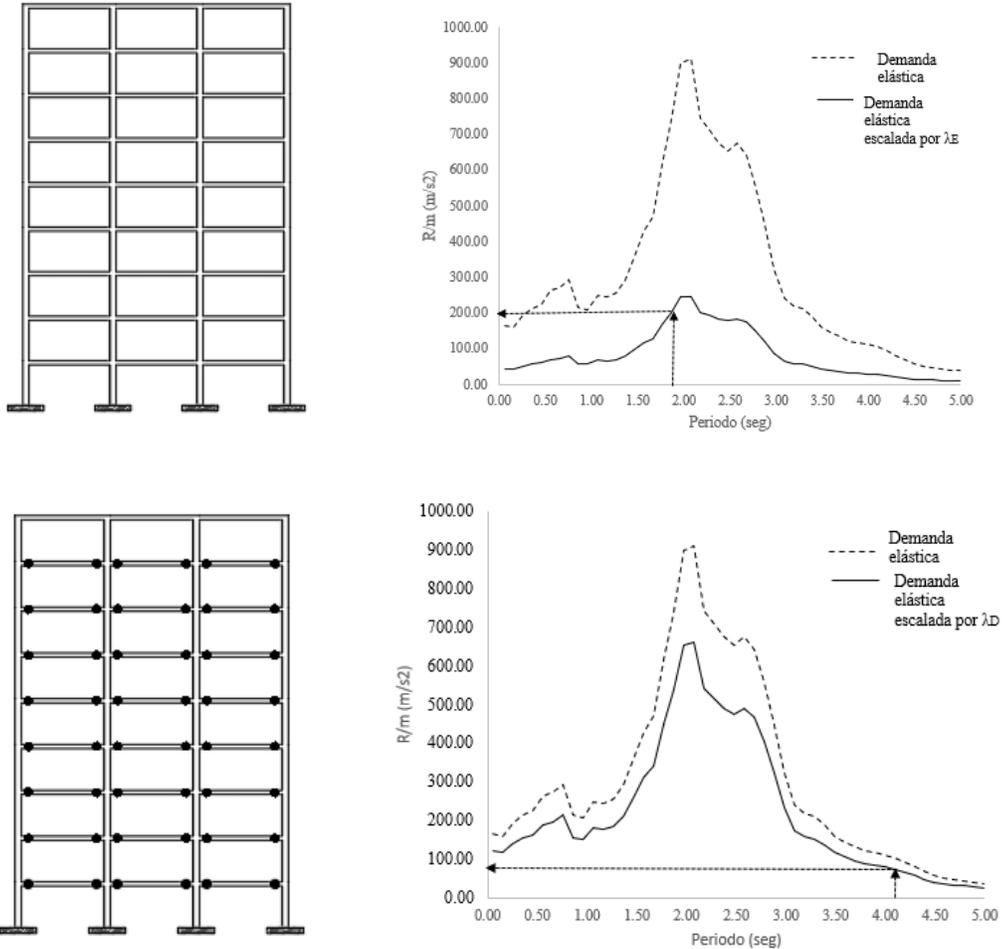


Figura 4.7 Espectros elásticos de resistencias escalados para los análisis modales espectrales

De los resultados anteriores se suman y se obtienen las fuerzas para los elementos que aceptan y los que no aceptan daño. La curva de comportamiento como se puede observar solo representa las propiedades del modo fundamental de un sistema estructural. Para tomar en cuenta la contribución de los modos superiores se consideran implícitamente cuando se hacen los análisis modales ya que se superpone las respuestas máximas de la estructura de los dos modelos simplificados.

13) Diseño de los elementos estructurales

El diseño de los elementos que se permite daño se deberá hacer cubriendo la demanda de los resultados del paso anterior y cumpliendo con lo establecido para estructuras dúctiles en los códigos de diseño. En el caso de los elementos que no aceptan daño, por ejemplo, las columnas, se deberán

diseñar para asegurar un criterio mínimo de resistencias, en el que las resistencias de las columnas son mayores que las resistencias de las vigas, con el fin de asegurar un comportamiento columna fuerte-viga débil.

4.3.4. Consideraciones para el diseño

Distribución propuesta para el daño

La distribución de daño que se propone se fundamenta en lo observado en campo durante sismos severos y en investigaciones analíticas. Se debe garantizar un mecanismo de comportamiento estable, i.e columna fuerte-viga débil. El daño se propone en los extremos de las vigas y en la base de las columnas, zonas donde se acepta que se incurse en el rango no lineal. Se propone que se hagan en los niveles inferiores y que vayan desapareciendo gradualmente a los niveles superiores, ya que en los niveles superiores el nivel de demanda sísmica es baja y los elementos no alcanzan la fluencia. Se debe evitar distribuciones irregulares de daño.

Demandas sísmicas

Las demandas sísmicas utilizadas para el proceso de diseño fueron espectros inelásticos correspondientes a la componente EW de la señal sísmica registrada en la estación SCT en el sismo de Michoacán en 1985, debido a que el procedimiento utiliza un sistema inelástico de referencia para describir el desempeño de un sistema inelástico de MGD, y los cuales los definen tres parámetros, la ductilidad del sistema estructural (μ), la relación de rigidez post-fluencia (α_{PF}) y el amortiguamiento. Los valores anteriores se definen de acuerdo con el procedimiento de diseño y con los objetivos de desempeño que se desea que cumpla el sistema estructural.

CAPÍTULO V

EJEMPLOS DE APLICACIÓN

5.1. Generalidades

Con el propósito de ilustrar la aplicación y validación del procedimiento de diseño, en este capítulo se presentan ejemplos de aplicación de marcos centrales de edificios regulares de concreto reforzado de 8, 12 y 17 niveles. Los edificios tienen planta cuadrada de 21 m de lado con alturas de entrepisos de 3.5 m en todos sus niveles, su uso está destinado para el uso de oficinas. Se siguieron los lineamientos de cargas y estados límite de diseño último de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México, así como también los estados límite de diseño de ASCE 41-17 (2017). Los resultados del procedimiento de verificación con un análisis no lineal paso a paso con el software SAP2000 (CSI, 2020).

5.2. Descripción de los edificios

Los marcos por diseñar son marcos centrales con tres crujeías de 7.00 m (Figura 5.1), el diseño preliminar se realizó conforme a las NTC-CDMX sobre criterios y acciones para el diseño estructural de edificaciones. (Tabla 5.1 y 5.2)

Las resistencias nominales de los materiales utilizadas para el diseño fueron las siguientes:

Concreto:

Resistencia a la compresión, $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad, $E_c = 221,359 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo:

Resistencia a la fluencia, $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad, $E_s = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$

Tabla 5.1 Tabla de cargas muertas y vivas utilizadas en los ejemplos

Azotea			
<i>Losa maciza de azotea con pendiente menor al 5%</i>	Espesor	Peso Vol	Peso
	cm	kg/m³	kg/m²
<i>Losa maciza de concreto de 12 cm de espesor</i>	12	2400	288
<i>Peso muerto de losa de concreto</i>	-	-	20
<i>Instalaciones</i>	-	-	40
<i>Mortero en lecho superior</i>	2	1900	38
<i>Relleno</i>	10	1200	120
<i>Impermeabilizante</i>	-	-	30
		W_{CMA}=	536

Entrepiso			
<i>Losa maciza de azotea</i>	Espesor	Peso Vol	Peso
	cm	kg/m³	kg/m²
<i>Losa maciza de concreto de 12 cm de espesor</i>	12	2400	288
<i>Peso muerto de losa de concreto</i>	-	-	40
<i>Instalaciones</i>	-	-	35
<i>Firme de cemento en lecho superior</i>	3	2200	66
<i>Recubrimiento de piso (losa vinílica)</i>	-	-	5
<i>Paredes divisorias</i>	-	-	100
		W_{CME}=	536

Destino de piso o cubierta	W_a	W_m
	(kg/m²)	(kg/m²)
<i>Azotea con pendiente no mayor de 5%</i>	70	100
<i>Oficinas, despachos y laboratorios</i>	180	250

El agrietamiento de los elementos estructurales de concreto reforzado se consideró de acuerdo a las recomendaciones de las NTC-DEC, (2017), estipuladas en la tabla 3.2.1 de dichas normas, conforme a ellas, el momento de inercia de las columnas se tomó como el 70% de la inercia gruesa ($I_{col}=0.7I_g$), y el de las vigas como el 50% de la inercia gruesa ($I_{vig}=0.5I_g$).

Para la demanda sísmica se utilizaron los espectros de respuesta inelásticos de la componente Este-Oeste, de la señal obtenida en la estación SCT del sismo de Michoacán del 19 de septiembre de 1985 debido a que las ordenadas espectrales asociadas a los modelos de análisis son significativas para la evaluación del procedimiento de diseño, ya que las estructuras responden principalmente por el modo fundamental.

Como objetivos de desempeño para controlar el daño estructural se tomaron rotaciones objetivo en vigas de 0.020 para los modelos de 8 y 12 niveles. En el caso del modelo de 17 niveles se tomó como rotación objetivo 0.015. Las rotaciones plásticas objetivos de los primeros dos modelos son para cumplir el estado límite de seguridad de vida, y las del tercer modelo para cumplir con un estado limite intermedio entre ocupación inmediata y seguridad de vida. Estas rotaciones permisibles son las que estipula el ASCE 41-17 para controlar el desempeño de las vigas de concreto reforzado. Mientras que el control del daño no estructural se plantea a partir de controlar la distorsión de entrepiso dentro de los umbrales de 0.030 para los marcos de 8 y 12 niveles. Para el marco de 7 niveles se tomó como 0.020, tal como se estipula en las NTC-DS. (2017).

Los análisis modales espectrales se realizaron en el programa SAP200 V22 para calcular las fuerzas y desplazamientos de diseño. Para la obtención de los espectros de respuesta se utilizó el programa DEGTRA versión 10.3.0 (Ordaz y Montoya, 2017).

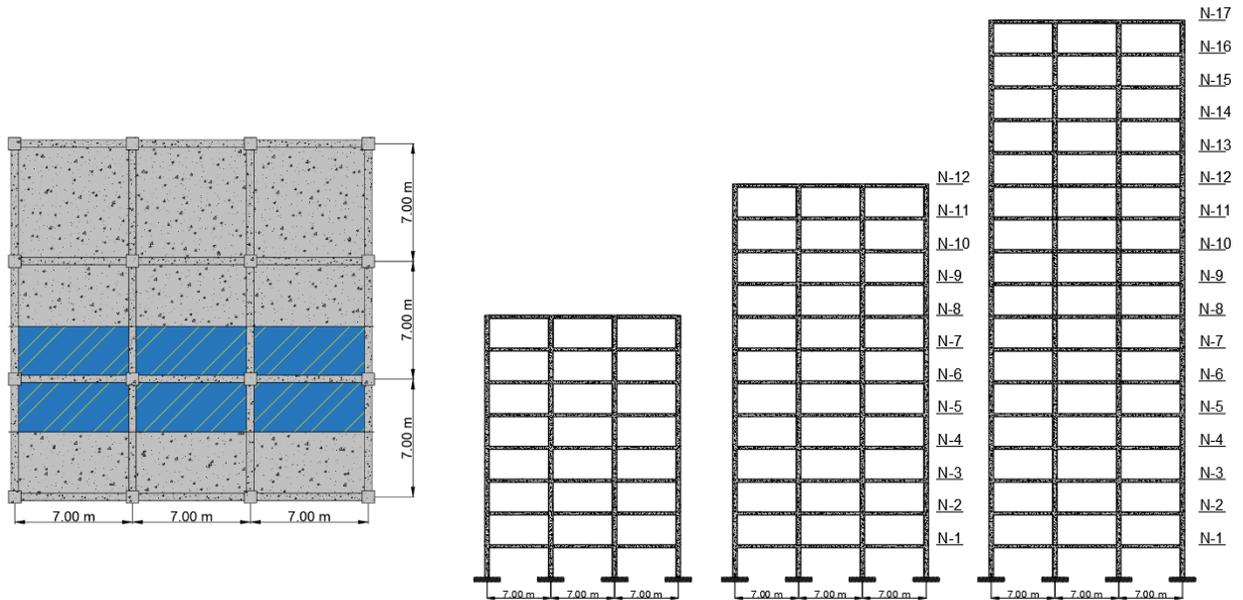


Figura 5.1 Planta y elevación de los marcos de concreto de 8, 12 y 17 niveles

La tabla 5.2 muestra las dimensiones de los elementos de acuerdo con el diseño preliminar

Tabla 5.2 Sección transversal de los elementos para cada marco

DIMENSIONES			
MODELO	NIVEL	ELEMENTO ESTRUCTURAL	SECCIÓN TRANSVERSAL (cm)
8 NIV	1-6	Columna	60x60
	1-6	Vigas	30x60
12 NIV	1-12	Columna	50x50
	1-12	Vigas	30x60
17NIV	1-7	Columnas	110x110
	8-11	Columnas	100x100
	12-14	Columnas	90x90
	15-17	Columnas	80x80
	1-17	Vigas	45x100

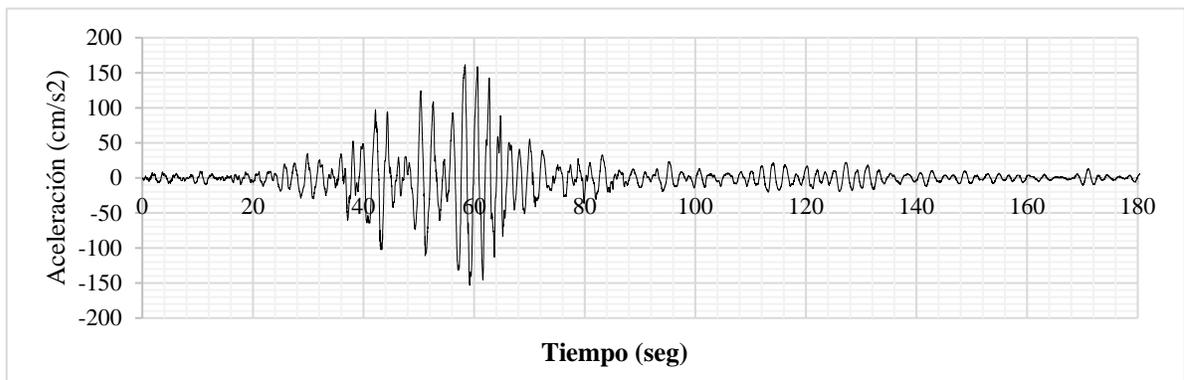


Figura 5.2 Componente este-oeste del registro sísmico en la estación SCT para el sismo de Michoacán el 19 de septiembre de 1985

5.3. Aplicación del procedimiento

Para ilustrar la implementación del procedimiento propuesto, se diseñan los marcos resistentes a momento de 8, 12 y 17 niveles de la figura 5.1. A partir del diseño preliminar mostrado en la tabla 5.3 se realizaron los análisis modales correspondientes. Para los tres modelos se definieron los modelos elásticos y se obtuvieron sus propiedades dinámicas como lo es el periodo fundamental (T_E), la forma modal correspondiente (ϕ) y el factor de participación (Γ). Posteriormente, se definieron las distribuciones de daño congruente con la filosofía columna fuerte-viga débil. El daño se propuso por medio de articulaciones en el extremo de las vigas ya que son las zonas con mayor demanda y donde se acepta que ocurra el daño.

En la figura 5.2 se muestran el daño propuesto para los tres modelos. Una vez propuestos estos modelos, se llevaron a cabo los análisis modales espectrales para obtener las propiedades dinámicas.

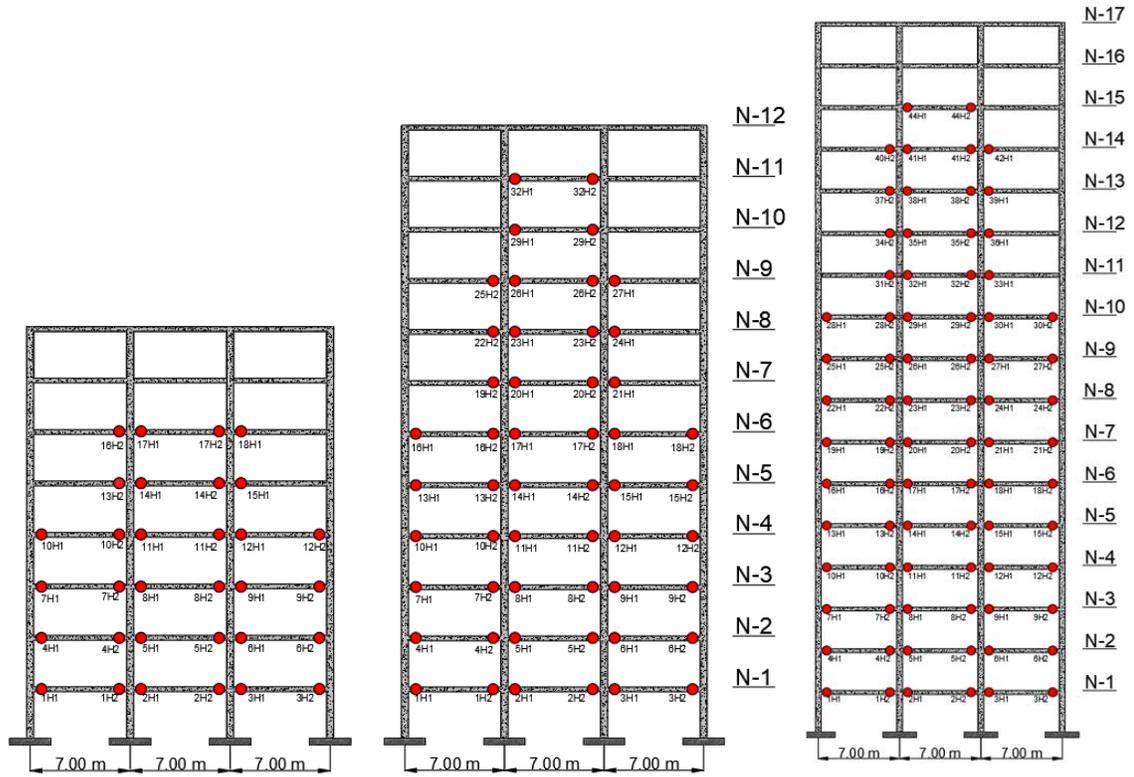


Figura 5.3 Propuesta de daño para los modelos de 8, 12 y 17 niveles en los extremos de las vigas

Con el fin de poner solamente los resultados del procedimiento, se omite las iteraciones correspondientes que se llevaron a cabo para cumplir con el desplazamiento final debido a las rotaciones deseadas. En la tabla 5.4 se muestran las secciones finales y en la tabla 5.5 las propiedades dinámicas de los tres modelos.

Tabla 5.3 Secciones transversales finales de los marcos de concreto

DIMENSIONES			
MODELO	NIVEL	ELEMENTO ESTRUCTURAL	SECCIÓN TRANSVERSAL (cm)
8 NIV	1-6	Columna	60x60
	1-6	Vigas	30x60
12 NIV	1-4	Columna	70x70
	5-8	Columna	60x60
	9-12	Columna	55x55
	1-12	Vigas	30x65
17NIV	1-7	Columnas	110x110
	8-11	Columnas	100x100
	12-14	Columnas	90x90
	15-17	Columnas	80x80
	1-17	Vigas	40x80

Tabla 5.5 Propiedades dinámicas de los modelos elásticos y dañados

Marco	Modelo	T (seg)	FP
8 N	Elástico	1.76	1.3
	Dañado	4.07	1.25
12 N	Elástico	2.48	1.31
	Dañado	7.32	1.22
17 N	Elástico	2.56	1.33
	Dañado	7.17	1.29

Posteriormente, Ya definidas las secciones trasversales de los modelos después de una iteración del procedimiento, el desplazamiento de fluencia de los modelos es calculado con la ecuación 4.15.

Tabla 5.6 Desplazamiento de fluencia del sistema de referencia de cada marco de concreto reforzado

Marco	S _{dy} (m)
8 N	0.18
12 N	0.25
17 N	0.28

Una vez que se obtiene el desplazamiento de fluencia, se procede a calcular el desplazamiento último con el procedimiento descrito en la sección 4.3.1. Las rotaciones en vigas que se desean controlar son de 0.02 para los modelos de 8 niveles y 12 niveles. Para el marco de 17 niveles la rotación a controlar es de 0.015. Estas rotaciones se obtuvieron de las permisibles se los códigos de diseño (ASCE 41-13 o 17) En la tabla 5.7 se hace un resumen de los resultados obtenidos con el procedimiento que indica la sección 4.3.1.

Tabla 5.7 Valores necesarios determinar el desplazamiento último S_{du} , de acuerdo con la sección 4.3.1

Modelo	α_b	α_c	α_{js}	μ_b	δ_p (m)	S_{dp} (m)	S_{du} (m)
8 N	0.62	0.350	0.10	2.66	0.0243	0.18	0.36
12 N	0.623	0.379	0.100	2.88	0.0254	0.26	0.51
17 N	0.57	0.28	0.10	2.92	0.0192	0.305	0.585

Con los valores ya obtenidos del desplazamiento de fluencia y desplazamiento último, con los periodos del modelo elástico (T_E) y del modelo dañado (T_D) se calculan los valores de la ductilidad global y el factor de rigidez post-fluencia utilizando las ecuaciones 4.19 y 4.20.

Tabla 5.8 Valores de rigidez post-fluencia y ductilidad global.

Marco	α_{PF}	μ_G
8 N	0.19	2.03
12 N	0.11	2.0679
17 N	0.13	2.09

Una vez que todos los valores se han calculados y la rigidez de la estructura cumpla con el desplazamiento último (paso 8 de la sección 4.3.2) se procede a determinar la resistencia de fluencia por unidad de masa. Para determinar R_y/m se procede a construir un espectro inelástico asociado con los valores de α_{PF} y μ_G correspondiente al periodo elástico (T_E) de cada marco.

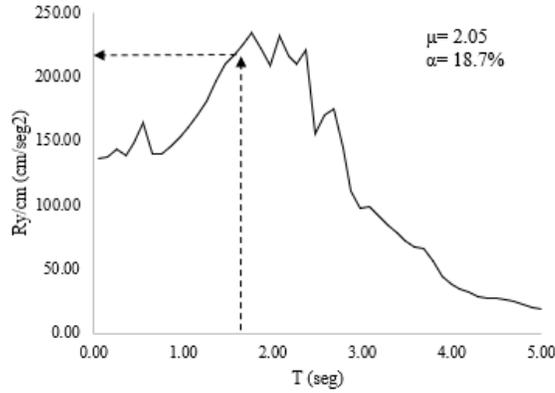


Figura 5.4 Obtención de la resistencia de fluencia (R_y/m) del marco de 8 niveles.

En la tabla 5.9 se muestran los valores de la resistencia de fluencia por unidad de masa de todos los marcos.

Tabla 5.9 Resistencia de fluencia (R_y/m) de los marcos de concreto reforzado analizados

Modelo	T_E	R_y/m (m/s^2)
8 N	1.76	2.339
12 N	2.48	1.609
17 N	2.56	1.64

A partir de los datos anteriores, se determina la resistencia última (R_u/m), de acuerdo con la ecuación 4.21.

Tabla 5.10 Resistencia de última (R_u/m) de los marcos de concreto reforzado analizados

Modelo	R_y/m (m/s^2)	R_u/m (m/s^2)
8 N	2.339	2.787
12 N	1.609	1.806
17 N	1.64	1.87

Una vez calculados todos los puntos anteriores, se puede determinar la curva de comportamiento del sistema de referencia de cada modelo. A continuación, se muestran las curvas de comportamiento de los sistemas de referencia (Figura 5.4)

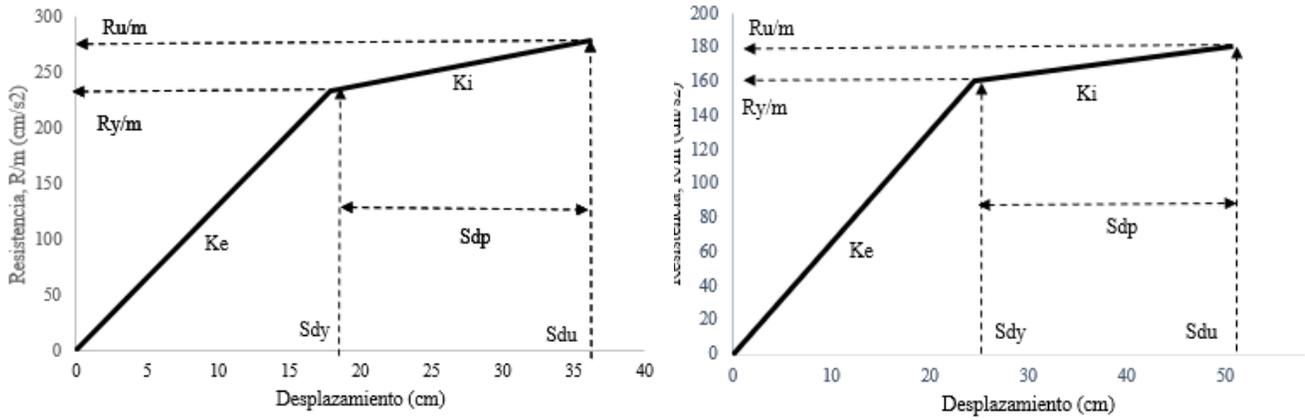


Figura 5.5a Curvas de comportamiento de los modelos de 8 y 12 niveles, respectivamente

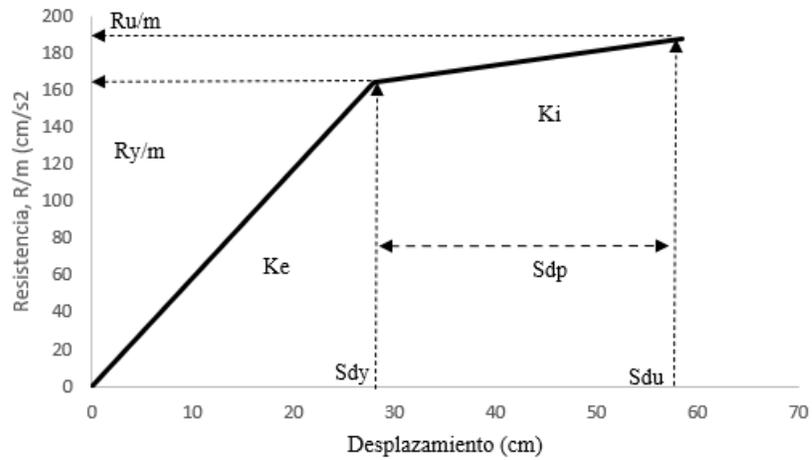


Figura 5.5b Curvas de comportamiento del modelo de 17 niveles

Con la información de las curvas de comportamiento y conociendo el espectro elástico de la demanda sísmica, se procedió a realizar los análisis modales. Se calcularon los factores de escala para cada modelo con las ecuaciones 4.22 y 4.23 en la tabla 5.11 se muestran los valores.

Tabla 5.11 Factores de escala para realizar los análisis modales espectrales para los modelos de cada marco de concreto.

Marco	λ_E	λ_D
8 N	0.38	0.42
12 N	0.24	0.79
17 N	0.25	0.84

Una vez hecho los análisis modales con la demanda sísmica elástica escalada por los factores de la tabla 5.11, a través de los cuales se obtuvieron las fuerzas de diseño en los elementos estructurales.

En las figuras 5.6, 5.7 y 5.8 se muestran los perfiles de desplazamiento y las distorsiones de los modelos diseñados, los cuales se obtuvieron con los datos calculados del desplazamiento de fluencia, desplazamiento último, ductilidad, factores de participación y formas modales de los modelos elásticos y con daño.

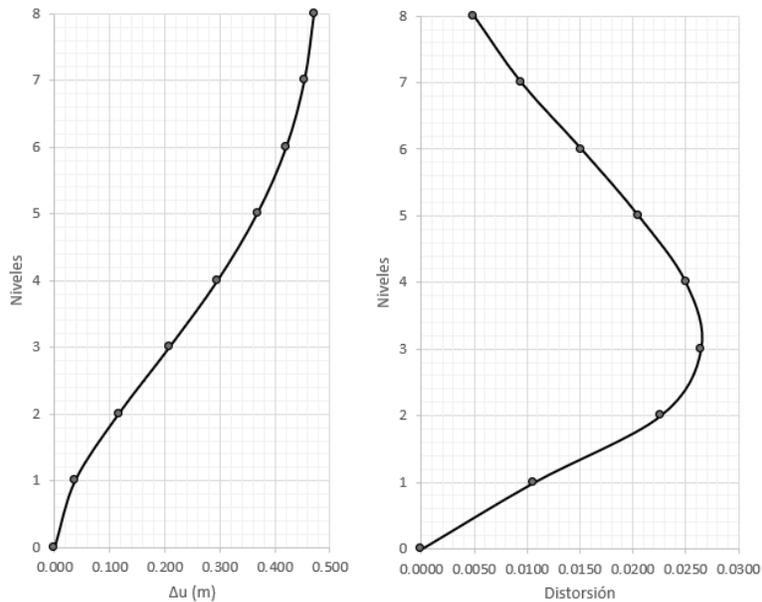


Figura 5.6 Perfil de desplazamientos y distorsiones del marco de 8 niveles

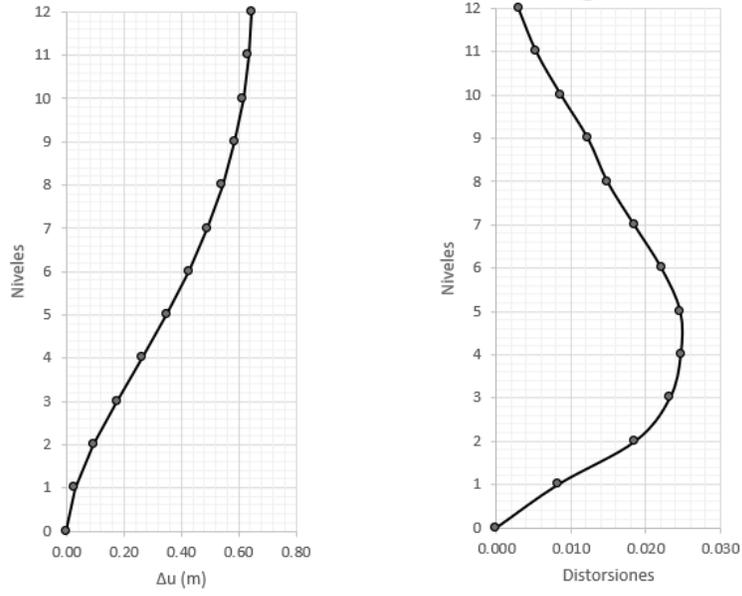


Figura 5.7 Perfil de desplazamientos y distorsiones del marco de 12 niveles

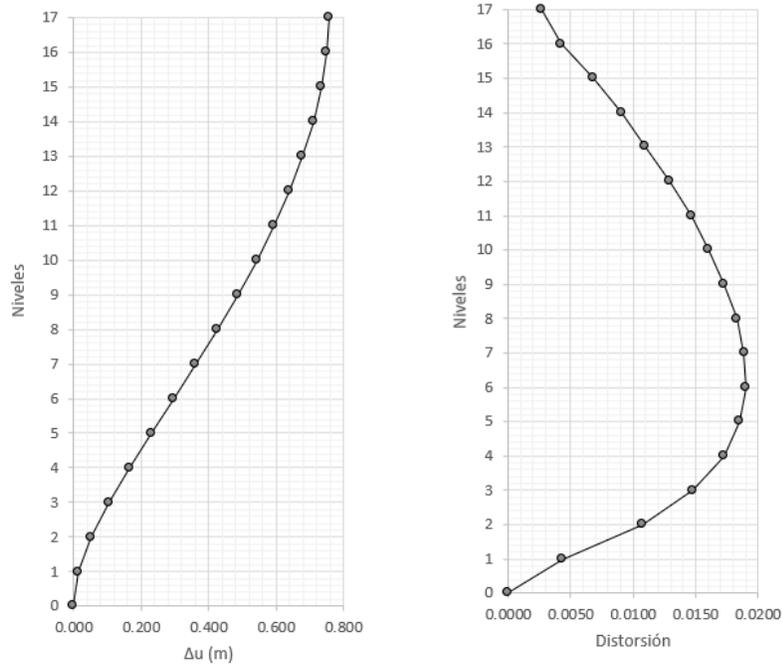


Figura 5.8 Perfil de desplazamientos y distorsiones del marco de 17 niveles

5.4. Validación del procedimiento propuesto

5.4.1. Análisis dinámico no lineal

Para la validez del método de diseño, se compararon las distorsiones, los perfiles de desplazamientos laterales y las rotaciones de las vigas obtenidas por el método de diseño simplificado y el análisis dinámico no lineal paso a paso. El análisis dinámico no lineal paso a paso de los marcos de concreto reforzado se realizaron en el programa de análisis SAP2000 V22 (CSI, 2020) y considerando lo siguiente:

- Se utilizó un modelo histerético con comportamiento elásto-plástico en el modelado de columnas y vigas.
- Se consideró un amortiguamiento inherente del 5.0%, una matriz de amortiguamiento proporcional a la masa y rigidez inicial (amortiguamiento de Rayleigh)
- No se consideraron efectos $P-\Delta$
- Se utilizaron los momentos de fluencia nominales para las vigas y columnas sin considerar ningún criterio de estandarización.
- Se utilizó un modelo de plasticidad concentrada
- Se utilizó el registro de SCT-EW 1985, correspondiente a los espectros de respuesta utilizados en el procedimiento, esto con el fin que las comparaciones de los resultados fueran congruentes.

5.4.2. Comparación de resultados

Se llevo a cabo el análisis dinámico no lineal paso a paso en el programa SAP2000 V22 (CSI, 2020) y se determinaron los perfiles de desplazamiento, distorsiones y se revisaron las rotaciones en vigas estuvieran del orden de la rotación deseada a alcanzar de los tres marcos analizados. Estos resultados se compararon con el método simplificado, propuesto en esta tesis como se observa en la figura 5.9 a 5.11. Los resultados del análisis dinámico no lineal paso a paso se obtuvieron en el paso donde se presentó la máxima intensidad sísmica.

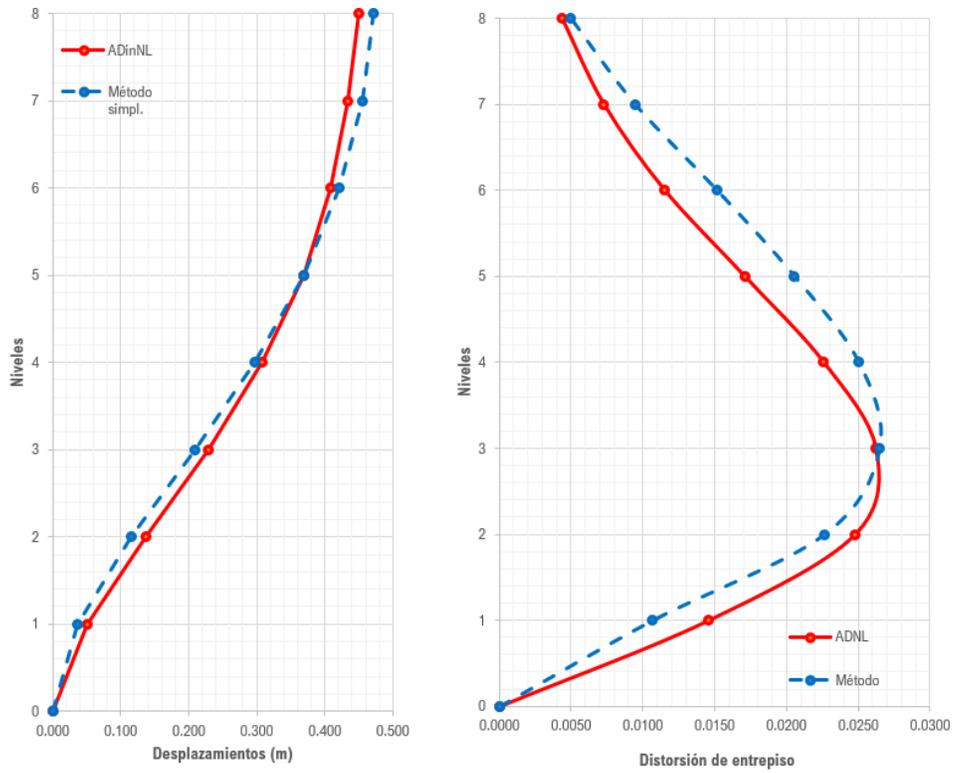


Figura 5.9 Comparación entre los resultados del método de diseño y el del análisis dinámico no lineal del Marco 8 N

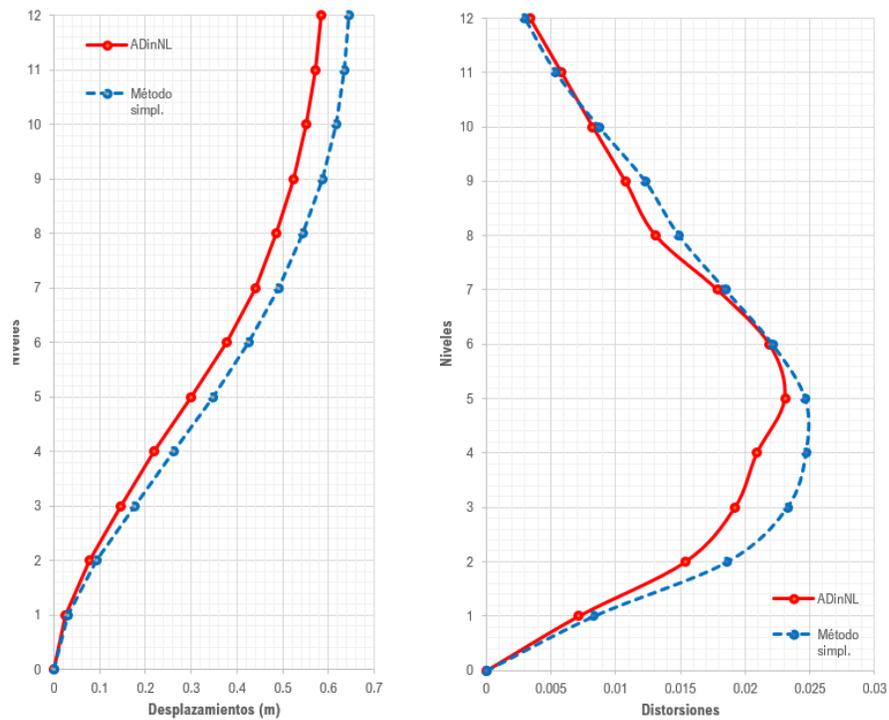


Figura 5.10 Comparación entre los resultados del método de diseño y el del análisis dinámico no lineal del marco 12 N

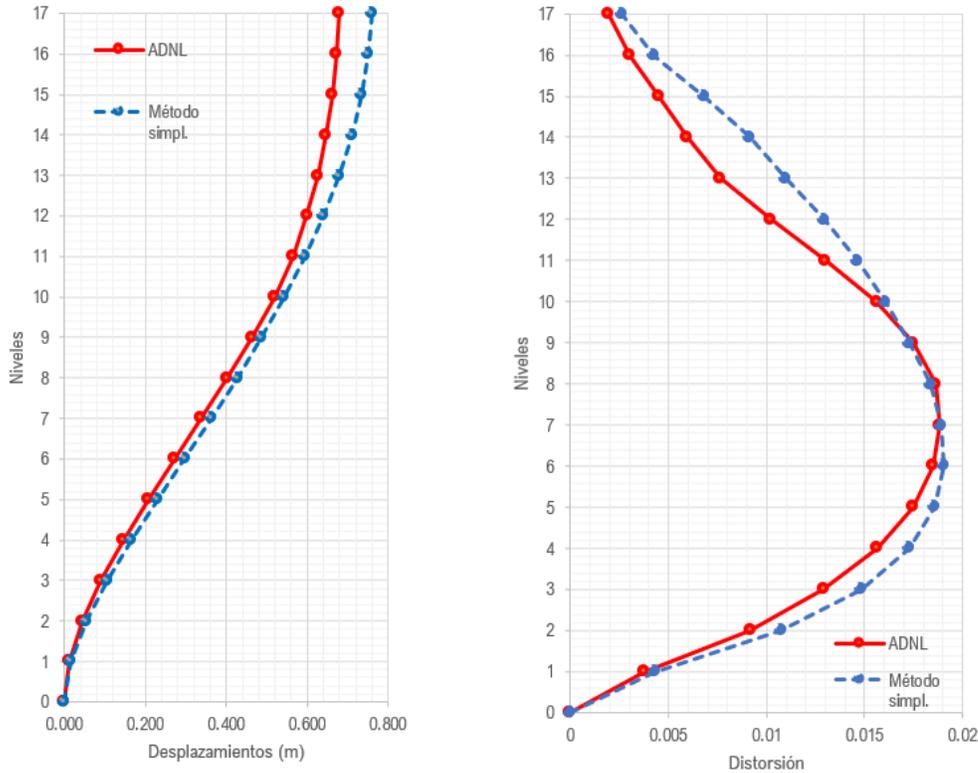


Figura 5.11 Comparación entre los resultados del método de diseño y el del análisis dinámico no lineal del marco 17 N

En las figuras anteriores se muestran las comparativas de los perfiles de desplazamiento y distorsiones de entrepiso consideradas para el método de diseño y el análisis dinámico no lineal correspondiente a la fase intensa del registro que donde se presentaron las máximas rotaciones en vigas y los máximas distorsión de entrepiso. En las figuras se observa que tiene una aceptable correspondencia el perfil del análisis dinámico no lineal con lo esperado del método simplificado. Se observa que hay diferencias en algunos entrepisos. Sin embargo, esas diferencias no son significativas, pues el objetivo del procedimiento es aproximar la respuesta no lineal con simples análisis elásticos que sean de utilidad en la práctica profesional para conocer el comportamiento no lineal que tendrá una estructura. En la figura 5.9 se observa que el método subestima el perfil de desplazamiento comparado con el análisis dinámico no lineal, una posible causa es la contribución de los modos superiores, quedando fuera del alcance de este trabajo. Se observa que el método de diseño sobrestima la rigidez del sistema estructural en los niveles superiores, ya que los errores relativos están de orden del 5% mayor que los resultados obtenidos por el análisis dinámico no lineal, mientras que en los niveles inferiores se subestima la rigidez del sistema estructural con el procedimiento de diseño, ya que los errores relativos en los desplazamientos están del orden del 25% en el primer nivel. En cuanto al perfil de distorsiones, de igual manera se observa que, el método de diseño subestima el comportamiento “real” que es con el obtenido del análisis dinámico no lineal en los entrepisos inferiores, pero también se

observa la aproximación que hay en los perfiles de distorsiones en el tercer nivel. Más allá de este nivel, el perfil de distorsiones está por debajo del calculado con el método de diseño. Se observa que la distorsión máxima es aproximadamente igual en ambos análisis. Para el marco de 12 niveles se observa que, en el perfil de desplazamiento sobreestima los valores del análisis dinámico no lineal con errores relativos de alrededor del 15% en los desplazamientos, siendo el método conservador. Para el perfil de distorsiones se observa que el método de igual forma está sobrestimando la respuesta con un error relativa del 10% como promedio de todas las distorsiones de entrepiso. Para el marco de 17 niveles, se observa que la tendencia del perfil del análisis no lineal es muy parecida con el obtenido con el método de diseño, quedando de lado conservador en los niveles superiores. En cuanto a las distorsiones se observa que distorsión máxima de entrepiso en el análisis dinámico no lineal ocurre en el quinto nivel, mientras que el método de diseño ocurre en el noveno nivel. Esto se debe a la configuración de daño propuesto, pero aun así la distorsión máxima es similar en ambos análisis.

En general se observa que los valores presentados en los perfiles de desplazamiento y de distorsiones, con el método simplificado, son satisfactorios. Las discrepancias entre los dos métodos de análisis pueden atribuirse a las variaciones de las distribuciones de daño que se presentan en cada uno de ellos.

En lo que respecta al comportamiento local de los elementos de los marcos, en la figura 5.12, 5.13 y 5.14 se muestra una comparativa de las distribuciones de daño que presentaron los marcos obtenida con el análisis no lineal y el método de diseño. En la figura 5.12 (marco de 8 niveles) se muestra que se presentaron rotaciones en las bases de la columna, como es de esperarse, mientras que la distribución de daño en los entrepisos coincidió con el del análisis no lineal en los entrepisos bajos e intermedios donde las rotaciones no fueron mayores a los predeterminados en el método de diseño (0.02), donde se presentó la mayor rotación plástica fue en el entrepiso dos con una rotación de 0.01916. En los entrepisos superiores se observa que aparecieron rotaciones plásticas, pero con valores del orden de 0.005 rad, siendo poco significativos en la respuesta del sistema estructural. En el marco de 12 niveles, mostrado en la figura 5.13, se observa que la distribución de daño es muy aproximada a la propuesta. El valor máximo de rotaciones fue 0.01904 en el nivel 4. Se observa que en último nivel aparecieron rotaciones en las columnas, pero su valor no fue significativo. En la figura 5.14, se tiene el marco de 17 niveles, donde se aprecia que la distribución de daño se aproxima a la obtenido por el análisis no lineal. Las rotaciones máximas se obtuvieron en el sexto y séptimo nivel con un valor de 0.017 lo cual es mayor que lo propuesto con un 13% de diferencia, siendo todavía un porcentaje aceptable. Se observa que en el segundo y tercer nivel aparece rotaciones en los extremos de las columnas en la parte superior, el valor de la rotación es fue de 0.002 que está por debajo del estado limite operación inmediata (0.003), lo cual se aceptó como una buena aproximación. En las tablas 5.12, 5.13 y 5.14 se presentan las rotaciones que desarrollaron las vigas de los marcos de concreto con en

el análisis dinámico no lineal. Las rotaciones permisibles en vigas en los de 8 y 12 niveles son de 0.02 y en columnas 0.009 de acuerdo con ASCE/SEI 41-17 para seguridad de vida. Para el marco de 17 niveles, las rotaciones permisibles fueron de 0.015.

En general, se garantizó el mecanismo de columna fuerte-viga débil y se logró un adecuado control del nivel de demanda del comportamiento inelástico local.

Se puede observar que las distorsiones de entrepiso difieren de lo establecido por algún reglamento cuando se tratan de cumplir rotaciones las rotaciones máximas permisibles. Es decir, un código de diseño no te garantiza el control del comportamiento local del elemento solo con cumplir con las distorsiones límite. Sin embargo, no quiere decir que los códigos de diseño estén mal, quizá las rotaciones estén por debajo de lo establecido, pero con este procedimiento se observa que para obtener un nivel de daño establecido se necesitara una distorsión de tal magnitud y por lo tanto diseñar para tales demandas. Este procedimiento puede ser el inicio de una evaluación aproximada de un diseño basado en resiliencia donde lo que se pretende es tener un control del daño estructural a nivel local y global, con el objetivo de disminuir perdidas y costos en el diseño de edificios, teniendo certeza del comportamiento inelástico que presentara la estructura. En el grupo de investigación se está desarrollando un trabajo relacionado con tiempos de recuperación de estructuras existentes.

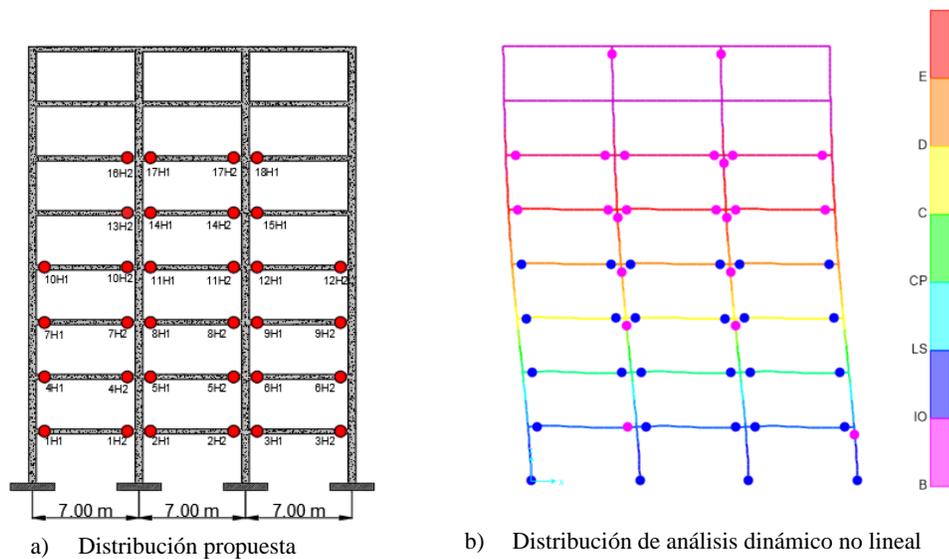
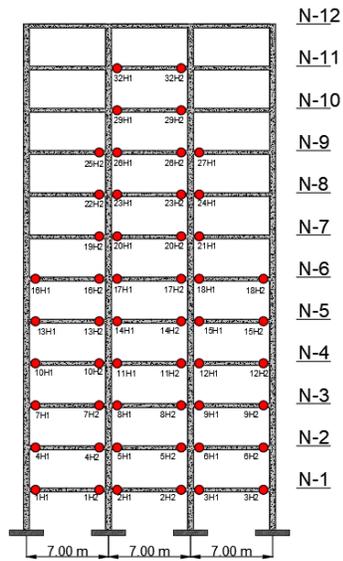
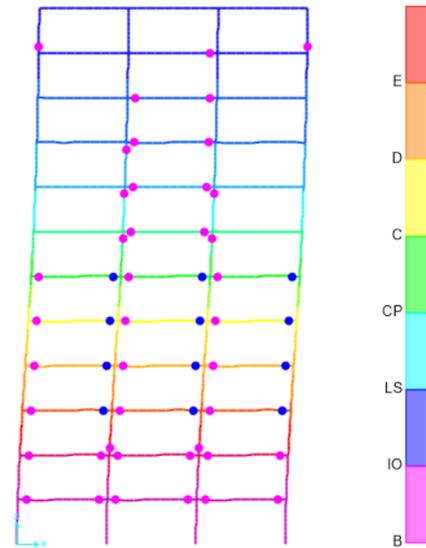


Figura 5.12 Distribución de daño considerada en el método de diseño y la del análisis dinámico no lineal del marco de 8 N.

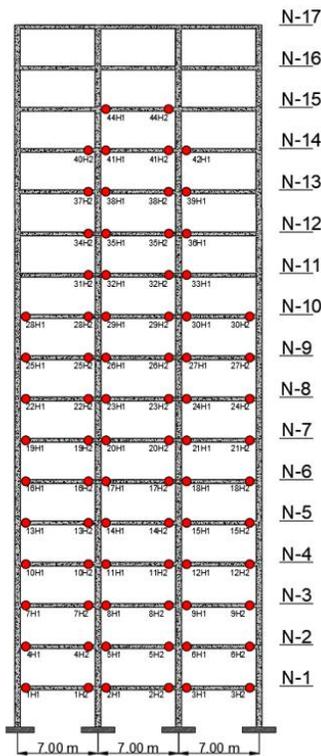


a) Distribución propuesta

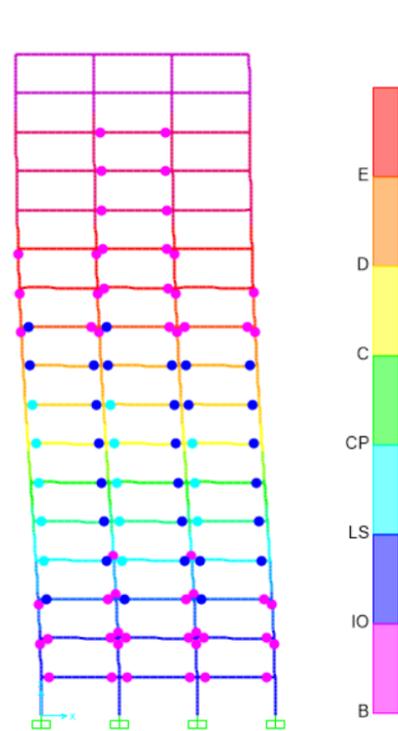


b) Distribución de análisis dinámico no lineal

Figura 5.13 Distribución de daño considerada en el método de diseño y la del análisis dinámico no lineal del marco de 12 N.



a) Distribución propuesta



b) Distribución de análisis dinámico no lineal

Figura 5.14 Distribución de daño considerada en el método de diseño y la del análisis dinámico no lineal del marco de 17 N.

Tabla 1.12 Rotaciones máximas en vigas obtenidas del análisis no lineal del marco de 8 niveles de concreto reforzado

Rotaciones máximas (rad)									
1H1	1H2	2H1	2H2	3H1	3H2	4H1	4H2	5H1	5H2
-0.016	-0.012	-0.015	-0.013	-0.015	-0.013	-0.019	-0.015	-0.019	-0.016
6H1	6H2	7H1	7H2	8H1	8H2	9H1	9H2	10H1	10H2
-0.018	-0.017	-0.018	-0.014	-0.016	-0.014	-0.015	-0.016	-0.013	-0.010
11H1	11H2	12H1	12H2	13H1	13H2	14H1	14H2	15H1	15H2
-0.012	-0.011	-0.011	-0.012	-0.009	-0.007	-0.008	-0.008	-0.007	-0.008
16H1	16H2	17H1	17H2	18H1	18H2	19H1	19H2	20H1	20H2
-0.006	-0.004	-0.005	-0.005	-0.005	-0.005	0.000	0.000	0.000	0.000
21H1	21H2	22H1	22H2	23H1	23H2	24H1	24H2		
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		

Tabla 5.13 Rotaciones máximas en vigas obtenidas del análisis no lineal del marco de 12 niveles de concreto reforzado

Rotaciones máximas (rad)									
1H1	1H2	2H1	2H2	3H1	3H2	4H1	4H2	5H1	5H2
0	0.00312	0	0.003173	0	0.007907	0.00254	0.012937	0.00237	0.013397
6H1	6H2	7H1	7H2	8H1	8H2	9H1	9H2	10H1	10H2
0.001953	0.013351	0.00486	0.016638	0.004928	0.017065	0.004451	0.017327	0.006615	0.018383
11H1	11H2	12H1	12H2	13H1	13H2	14H1	14H2	15H1	15H2
0.006687	0.019039	0.006013	0.018994	0.007023	0.016853	0.007033	0.017727	0.006149	0.017825
16H1	16H2	17H1	17H2	18H1	18H2	19H1	19H2	20H1	20H2
0.004884	0.011825	0.00504	0.012659	0.00422	0.013246	0	0	0.000441	0.000634
21H1	21H2	22H1	22H2	23H1	23H2	24H1	24H2	25H1	25H2
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26H1	26H2	27H1	27H2	28H1	28H2	29H1	29H2	30H1	30H2
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
31H1	31H2	32H1	32H2	33H1	33H2	34H1	34H2	35H1	35H2
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
36H1	36H2								

Tabla 5.14 Rotaciones máximas en vigas obtenidas del análisis no lineal del marco de 18 niveles de concreto reforzado

Rotaciones máximas (rad)									
1H1	1H2	2H1	2H2	3H1	3H2	4H1	4H2	5H1	5H2
-0.00457	-0.003739	-0.004586	-0.003912	-0.004385	-0.00394	-0.008703	-0.00591	-0.0078	-0.006287
6H1	6H2	7H1	7H2	8H1	8H2	9H1	9H2	10H1	10H2
-0.007467	-0.006271	-0.013006	-0.007908	-0.011695	-0.00843	-0.011252	-0.00846	-0.015159	-0.009663
11H1	11H2	12H1	12H2	13H1	13H2	14H1	14H2	15H1	15H2
-0.015375	-0.010326	-0.014668	-0.01022	-0.016511	-0.010883	-0.016676	-0.01177	-0.015842	-0.011535
16H1	16H2	17H1	17H2	18H1	18H2	19H1	19H2	20H1	20H2
-0.01711	-0.011647	-0.017327	-0.012654	-0.01638	-0.012478	-0.017037	-0.01198	-0.017292	-0.013001
21H1	21H2	22H1	22H2	23H1	23H2	24H1	24H2	25H1	25H2
-0.016216	-0.012798	-0.015887	-0.011428	-0.016155	-0.012571	-0.014957	-0.01235	-0.014179	-0.010236
26H1	26H2	27H1	27H2	28H1	28H2	29H1	29H2	30H1	30H2
-0.014508	-0.011478	-0.013208	-0.011212	-0.011149	-0.008151	-0.011111	-0.00952	-0.00975	-0.00932
31H1	31H2	32H1	32H2	33H1	33H2	34H1	34H2	35H1	35H2
0	0	-0.007083	-0.006887	0	0	0	0	-0.00542	-0.005039
36H1	36H2	37H1	37H2	38H1	38H2	39H1	39H2	40H1	40H2
0	0	0	0	-0.004685	-0.004176	0	0	0	0
41H1	41H2	42H1	42H2	43H1	43H2	44H1	44H2	45H1	45H2
-0.00444	-0.003737	0	0	0	0	-0.003996	-0.00333	0	0
46H1	46H2	47H1	47H2	48H1	48H2	49H1	49H2	50H1	50H2
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
51H1	51H2								
0	0								

Capítulo VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

En esta tesis se presentó un método de diseño sísmico basado en desplazamiento con control de daño local y global para estructuras conformadas por marcos de concreto reforzado. Este método se fundamenta en conceptos de la dinámica estructural y en la metodología desarrollada por López y Ayala (2013), en donde el desempeño de un sistema no lineal de MGDL se puede aproximar mediante el desempeño de un sistema no lineal de referencia de IGD. En este trabajo se propone adaptar una nueva ecuación para determinar el desplazamiento inelástico del entrepiso de la estructura dañada para encontrar el desplazamiento último del sistema de referencia. El desplazamiento último calculado con la ecuación propuesta en este trabajo, permite estimar la distorsión de entrepiso en función de rotaciones plásticas de vigas, así como también el efecto que aporta el deslizamiento de las barras del refuerzo longitudinal, obteniendo una ductilidad más transparente que las propuestas por los códigos de diseño y que el sistema estructural cumpla con los objetivos de desempeño estructural deseados, ya que lo que se busca es tener control de las rotaciones plásticas de las vigas para conocer el daño estructural y con la distorsión de entrepiso calculada de acuerdo al procedimiento, conocer el daño no estructural para el estado límite último. Por otro lado, la finalidad es que también sirva como base para un diseño sísmico basado en resiliencia, ya que el método permite conocer el daño ante demandas sísmicas desde el inicio del proceso de diseño, lo que permitiría tomar decisiones financieras del costo de reparación o diseñar de una manera más cociente y transparente.

La metodología es aplicable para el diseño de marcos de concreto reforzado regulares, de baja y mediana altura que estén controlados por su modo fundamental. Para validar el procedimiento de diseño se comparó el desempeño de tres modelos diseñados con el método propuesto con un análisis dinámico no lineal. Con los resultados obtenidos se llegaron a las siguientes conclusiones.

- Las distorsiones de entrepiso y los desplazamientos obtenidos con el método de diseño tienen buena aproximación con respecto a los obtenidos con un análisis dinámico no lineal. Tomando en cuenta que el método propuesto considera los efectos de la deformación local de los elementos que conforman el entrepiso donde se presenta la distorsión crítica.
- La ecuación del desplazamiento inelástico del entrepiso propuesta en el método de diseño que está en función de la capacidad de deformación local permisible de las vigas de los marcos de concreto reforzado (rotaciones plásticas), permite determinar el desplazamiento último para obtener una ductilidad del sistema más transparente que la recomendada en los códigos de diseño.

- Se observa que las distorsiones de entrepiso recomendadas por reglamento no garantizan el control de daño local ya que como se observa en los resultados, las distorsiones son más grandes que las prescritas en códigos de diseños si es que se quiere tener un desempeño adecuado en el comportamiento inelástico local cumpliendo con algún código internacional como lo es el ASCE 41-17.
- En todos los ejemplos las vigas fueron los elementos que se dañaron y mantuvieron rotaciones por debajo de las establecidas como rotaciones de diseño en el procedimiento propuesto, salvo en el ejemplo del edificio de 17 niveles, donde está un 13% mayor que las establecidas, siendo un porcentaje aceptable para un método de aproximación. Se puede pensar que por ser un marco relativamente alto, los modos superiores toman presencia en la respuesta. En la mayoría de los casos, las columnas se mantuvieron elásticas, salvo en algunas situaciones se observó que se formaban rotulas en sus extremos, pero no eran significativas. Por lo tanto, se logró que las estructuras diseñadas desarrollaran el mecanismo de columna fuerte-viga débil.
- Se observa que el daño de los elementos estructurales se puede controlar manteniendo las demandas locales (rotaciones plásticas) por debajo de las permisibles, así como también mantener las distorsiones de entrepiso por debajo de los umbrales establecidos por códigos de diseño, de acuerdo con el desempeño no estructural deseado. Con esto, se puede evaluar si el sistema estructural satisface los objetivos de diseño.
- El patrón de daño que se propone para el diseño de los marcos se cumplió de manera aceptable con los resultados obtenidos con los análisis dinámicos no lineales.
- Se concluye que este método puede ser utilizado en aplicaciones de diseño basado en resiliencia, ya que el diseño sísmico basado en resiliencia busca identificar y mitigar los riesgos inducidos por sismos para lograr objetivos de recuperación rápidos después de sismos importantes, siendo clave limitar el daño esperado a los componentes estructurales y no estructurales, por lo que el método de diseño propuesto logra controlar el daño estructural de acuerdo a lo establecido por códigos de diseño a través del control de las rotaciones plásticas en vigas, asegurando el comportamiento local inelástico y por ende un mejor comportamiento global para una demanda en específico.

6.2. Recomendaciones

La metodología propuesta tiene limitaciones y con el fin de mejorar la precisión de los resultados del método de diseño sísmico basado en desplazamiento con control local y global se recomienda lo siguiente:

- Incluir efectos de segundo orden.
- Adecuar el método para utilizarlo en estructuras tridimensionales.
- Considerar efectos suelos-estructura
- Utilizar la metodología empleando sistema de protección sísmica ya que estos son una buena herramienta para obtener diseños resilientes.
- Implementar el método en estructuras metálicas.
- Utilizar diferentes modelos de histéresis para modelar vigas y columnas. Por ejemplo, el modelo de Takeda, ya que es una de las mejores reglas de histéresis para representar el comportamiento no lineal de estructuras de concreto reforzado.

REFERENCIAS

1. Almufti, I. y Williford, M (2013). Resilience-based earthquake design initiative for the next generation of buildings: REDiTM Rating System, ARUP, San Francisco, CA.
2. ASCE (2017) ASCE/SEI, 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers, Reston, VA., Estados Unidos.
3. ATC (1996). ATC-40 Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings . Applied Technology Council. Redwood, CA, Estados Unidos.
4. Ayala, G. (2001). Evaluación del desempeño sísmico de estructuras- Un nuevo enfoque. Revista internacional de Métodos Numéricos para el Cálculo y Diseño en Ingeniería , 285-303.
5. Bertero, V. V., & Bozorgnia, Y. (2004). Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering, CRC Press, Boca Raton.
6. Bruneau , M., & Chang, S. (2003). A framework to quantitatively assess and enhance the seismic resilience of communities . Memorias de la 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C, Canada,
7. Chopra A. K., Goel R. (2001). Direct Displacement-based design: use of inelastic design spectra vs elastic design spectra. Earthquake Spectra, 47-64.
8. Chopra, A. K. (2012). Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering. Pearson Education, Inc.
9. CSI (2020). SAP2000- Integrated finite elements analysis and design of structures. Computers and Structures Inc. Berkeley, CA., Estados Unidos .
10. FEMA. (1997). FEMA 273 Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington D.C, Estados Unidos.
11. FEMA (2000) FEMA 356 NEHRP Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C, Estados Unidos.
12. FEMA. (2005). FEMA 440, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Federal Emergency Management Agency, .Washington D.C. , Estados Unidos
13. FEMA (2018). FEMA P-58-1 Seismic Performance Assessment of Buildings Volume 1- Methodology. Federal Emergency Management Agency, Washington D.C, Estados Unidos.
14. fib TG 7.2, (2003). Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings, state of art report, bulletin 25, Lausanne.
15. Freeman, S. A. (1978). Prediction of response of concrete buldings to severe earthquake motions. American Concrete Institute, Special Publication SP-55,589-606.

16. 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.
17. López, S. (2009). Diseño por desplazamientos de estructuras de concreto, Tesis de maestría en Ingeniería (Estructuras). México: Posgrado de Ingeniería, UNAM .
18. López, S. E. y Ayala, A.G. (2013). Método de diseño sísmico basado en desplazamientos para marcos de concreto reforzado. *Revista de Ingeniería Sísmica*, (88): 91-111
19. Miranda, E. (1999). Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings. *Journal of Structural Engineering, ASCE* , 125 (4), 417-425.
20. Miranda, E. (2014), "Lessons Learned from the 2010 Haiti Earthquake for Performance-Based Design". En M. Fischinger (ed.). "Performance-Based Seismic Engineering: Vision for an Earthquake Resilient Society", Editorial Springer, pp. 117-127
21. Moehle, J. (1992). Displacement based design of RC structures subjected to earthquake. *Earthquake Spectra*, 403-428.
22. Montoya Coronado, L. A. (2016). A Direct Performances Based Seismic Design Method for Irregular Structures: Applications to Concrete Structures, tesis, Doctor of Philosophy. Universitat Politècnica de Catalunya.
23. NTC-CDMX. (2017). Nomas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México. Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
24. NTC-DS. (2017). Normas Técnicas Complementarias Diseño por Sismo . Gaceta Oficial de la Ciudad de México .
25. Ordaz, M. (2016). Normas por sismo en México DF: Algunas novedades interesantes. *ALTERNATIVAS* , 106-115.
26. Ordaz, M., y Meli, R. (2004). Seismic Design and codes in Mexico. *Memorias de la 13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, Canada, paper 4000-2004
27. Ordaz, M., y Montorya, C. (2017). "Programa DEGTRA A4, Version 10.3.0", Programa de cómputo. Instituto de Ingeniería, UNAM. México:
28. Park, R.,c y Paulay, T. (1978). Estructuras de concreto. Limusa.
29. Pecker , A. (2007). *Advanced Earthquake Engineering Analysis*. Italy: Springer Vienna
30. Priestley, M. (1998). Brief comments on elastic flexibility of reinforced concrete frames, and significance to seismic design . *Bulletin-NZEE*, 31(4): 246-259.
31. Priestley, M. (2000). Performance based seismic design. 12 World Conference on Earthquake Engineering. paper 2831, Auckland, Nueva Zelanda.
32. Priestley, M. (2003). *Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited*. Mallet-Milne Lecture IUSS Press. Pavia, Italia

33. Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., Kowalsky, M.J. (2007). *Displacement-Based Design of Structures*. Italy: IUSS PRESS, Pavia.Italia
34. Reyes, C. (1999). "El estado limite de servicio en el diseño sismico de edificios" Tesis doctoral. Facultad de Ingenieria, UNAM, México..
35. SEAOC. (1995). *Vision 2000 a Framework for Performance-based Engineering.*: Structural Engineers Association of California. Sacramento, CA. Estados Unidos.
36. Shibata, A., y Sozen, M. (1976). Substitute-structure method for seismic design in R/C. New york, USA: Journal of the Structural Division, ASCE. pp 1-18
37. Sullivan , T., Priestley , M., y Calvi, G. (2008). Estimating the Higher-mode Response of Ductile Structures. *Journal of Earthquake Engineering*, 456-472.
38. Sullivan, T., Priestley, M., y Kowalsky, M. (2003). The limitations and performances of different displacement based design methods. *Journal of Earthquake Engineering*, 201-241.
39. Wenbin L., Jiaru Q., (2002). Rules of drift decomposition and drift-based design of RC frames. *Advances in Building Technology*,1, Elsevier, 311-318