



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA

**CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE
ESTRUCTURAS CON ASIMETRÍA EN FLUENCIA**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO ACADÉMICO DE

MAESTRO EN INGENIERÍA

(ESTRUCTURAS)

P R E S E N T A :

ADRIÁN RUIZ MARTINEZ

TUTOR:

DR. AMADOR TERÁN GILMORE

2006



JURADO ASIGNADO:

Presidente: DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ

Secretario: DR. ORCAR LÓPEZ BÁTIZ

Vocal: DR. AMADOR TERÁN GILMORE

1er. Suplente: M. I. OCTAVIO GARCÍA DOMINGUEZ

2do. Suplente: DR. ORLANDO JAVIER DIAZ LÓPEZ

Lugar o lugares donde se realizó la tesis :

CD. UNIVERSITARIA, MÉXICO D. F.

TUTOR DE TESIS:

DR. AMADOR TERÁN GILMORE

FIRMA

AGRADECIMIENTOS

El agradecimiento mayor será sin duda para mis padres, Emigdio Ruiz Martínez y Dora Martínez y Martínez quienes con su apoyo y comprensión en los momentos difíciles me impulsaron a seguir preparándome, su esfuerzo y dedicación han trazado el sendero a seguir durante mi desarrollo profesional, sus conocimientos transmitidos han sido la base para enfrentar la vida, en gran medida gracias a los principios que ellos mismos personifican.

A mis hermanos Martín y David, su apoyo y estímulo hacia el trabajo realizado refleja su interés por que sea un profesionista preparado para enfrentar los grandes retos, lo cual agradezco profundamente.

Al Dr. Amador Uerán Gilmore quién fomentó en mi el conocimiento, gracias por su calidad humana, sabias enseñanzas y valiosos consejos, así como sugerencias o indicaciones que me ofreció durante la preparación de este trabajo.

A mis sinodales quienes con sus observaciones, comentarios o críticas constructivas, además de aportaciones hicieron posible el enriquecimiento de este trabajo, por lo que considero su esfuerzo con aprecio.

Quiero agradecer el apoyo brindado por la Universidad Nacional Autónoma de México y el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología para poder realizar los estudios de Maestría, apoyo sin el cual quizá me hubiera sido un poco más difícil llevar a buen término mi preparación académica.

Gracias a todas las personas ausentes en estas líneas, quienes de alguna manera contribuyeron para la realización de este trabajo, espero en alguna ocasión hacerles patente mi agradecimiento.

ÍNDICE GENERAL

ALCANCE	2
1. INTRODUCCIÓN	
1.1 Generalidades.....	4
1.2 Comportamiento Monotónico de Estructuras con Asimetría en Fluencia.....	5
1.3 Criterios de Evaluación del Desempeño Estructural de una Estructura Sismorresistente.....	6
1.4 Características Mecánicas y Propiedades de la Excitación Sísmica Relevantes al Desempeño Estructural de Estructuras Asimétricas en Fluencia.....	8
1.5 Normatividad Actual.....	10
1.6 Propuestas Recientes.....	10
1.7 Contribución de esta Tesis.....	13
2. EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN	
2.1 Efectos P- Δ en Sistemas Simples sujetos a Desplazamiento Lateral Monotónicamente Creciente.....	14
2.2 Efectos P- Δ en Sistemas Simples sujetos a Cargas Dinámicas.....	16
2.3 Inestabilidad Dinámica.....	18
2.4 Influencia de los Efectos P- Δ en el Comportamiento Dinámico de Marcos.....	20
2.5 Parámetros que Afectan la Respuesta de Sistemas Estructurales.....	22
2.6 Estabilidad de Curvas Histeréticas Generales de Sistemas Estructurales con Efectos P- Δ	23
2.7 Factor de Amplificación para Efectos P- Δ Inelásticos.....	25
2.8 Efectos P- Δ en Estructuras con Asimetría en Fluencia.....	26
3. MODELADO DE ESTRUCTURAS POR MEDIO DE SISTEMAS SIMPLES	
3.1 Estudio de Sistemas Simples.....	27
3.2 Modelo Equivalente de un Grado de Libertad para Evaluar la Inestabilidad.....	28
3.3 Resistencia Última para Mantener el Equilibrio en un S1GL a partir de SVGL.....	29
3.4 Coeficiente de Estabilidad Promedio λ	32
3.5 Ordenada Espectral de Colapso.....	33
3.6 Sobrerresistencia Requerida para Seguridad Estructural.....	34

4. SIMULACIÓN EN SISTEMAS SIMPLES

4.1	Antecedentes.....	35
4.2	Descripción de los Sistemas Utilizados.....	35
4.3	Análisis de Resultados.....	38

5. DISEÑO DE EDIFICIOS CON ASIMETRÍA EN FLUENCIA

5.1	Efecto de un Desplome en la Resistencia de una Estructura.....	50
5.2	Cortante Basal de Diseño de los Edificios Bajo Consideración.....	51
5.3	Geometría de los Edificios.....	53
5.4	Dimensionado y Detallado de Elementos Estructurales.....	55
5.5	Características Mecánicas de los Edificios.....	58
5.6	Desempeño Sísmico.....	65

6. OBSERVACIONES Y CONCLUSIONES

6.1	Consideración Simultánea de Asimetría en Fluencia y Efectos P- Δ	84
6.2	Desempeño Sísmico de Edificios con y sin Asimetría en Fluencia.....	84
6.3	Conclusiones Finales.....	86

BIBLIOGRAFÍA.....	87
--------------------------	-----------

APÉNDICE A.....	92
------------------------	-----------

ALCANCE

Esta tesis estudia el efecto que la asimetría en la fuerza de fluencia (o simplemente asimetría en fluencia) tiene sobre la resistencia lateral de diseño de estructuras sismorresistentes ubicadas en la Ciudad de México. La asimetría en fluencia provoca que la resistencia lateral que una estructura desarrolla en sentidos opuestos sea distinta (será mayor en un sentido y menor en el otro). La asimetría en fluencia puede presentarse debido al desplome o inclinación que una estructura pueda presentar debido a las particularidades del suelo de la Zona del Lago del D.F. Cabe mencionar que puede existir asimetría debido a otras razones, por ejemplo: asimetría en carga gravitacional, por la presencia de mezanines y apéndices. En función de las propiedades estructurales de la estructura y las particularidades del movimiento del terreno a la que pueda estar sujeta, el requerimiento de resistencia de una estructura con asimetría en fluencia puede ser considerablemente mayor al de una estructura similar, pero sin asimetría en fluencia.

El efecto de la asimetría en fluencia en la respuesta sísmica y requerimientos de resistencia lateral de sistemas de *un grado de libertad* (1GL) ha sido estudiado por varios investigadores mexicanos. En particular, se ha estudiado el efecto que las características del movimiento del terreno y las propiedades estructurales de los sistemas tienen en la respuesta dinámica de estos últimos. A partir de estos estudios, se han llegado a sugerir expresiones de diseño para estimar la resistencia lateral de sistemas con asimetría en fluencia. A pesar del avance que se ha hecho en este ámbito, persiste la necesidad de aportar información suficiente para plantear, dentro de nuevas versiones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF), expresiones confiables para estimar la resistencia lateral de diseño de estructuras con asimetría en fluencia.

Esta tesis pretende estudiar, dentro del ámbito de las estructuras con asimetría en fluencia, dos temas que no han sido tratados hasta el momento con la profundidad debida. El primero consiste en definir el impacto de los efectos de segundo orden debidos a carga gravitacional en el caso de estructuras cuyo diagrama fuerza lateral vs desplazamiento lateral exhiba pendiente post-elástica negativa. El segundo se relaciona con las consideraciones que deben hacerse para el diseño de sistemas complejos de varios grados de libertad a partir de los resultados derivados de sistemas de 1GL. Vale la pena mencionar que la interacción suelo-estructura, que probablemente afecte de manera importante la respuesta de estructuras sismorresistentes con asimetría en fluencia, no ha sido considerada en los modelos estructurales planteados aquí.

El material de esta tesis esta organizado conforme a lo siguiente:

- En el capítulo 1 se introduce al tema de la asimetría en fluencia y sus implicaciones en el comportamiento de edificios ubicados en la Zona del Lago del Valle de México. Se menciona que las características histeréticas del sistema y las propiedades de las excitaciones sísmicas son factores relevantes dentro del contexto del comportamiento de estructuras asimétricas. En estudios recientes, se ha demostrado que este tipo de estructuras deben diseñarse incrementando su resistencia mediante factores de amplificación que tomen en cuenta su periodo fundamental de vibración y su grado de asimetría.

- El capítulo 2 recapitula los efectos de segundo orden discutiendo como resultan perjudiciales en el comportamiento de estructuras que exhiben una disminución considerable de resistencia en su etapa inelástica (pendiente post-elástica negativa). La cuantificación de esta reducción de resistencia se hace a través de un coeficiente de estabilidad que es función de la rigidez lateral elástica. Diversos investigadores han visto la necesidad de incrementar la resistencia de estas estructuras mediante metodologías distintas, una de ellas, propuesta por Bernal considera un factor de amplificación de resistencia, que involucra la ductilidad desarrollada por el sistema y al coeficiente de estabilidad como variables significativas.
- El capítulo 3 sugiere el uso de sistemas equivalentes de 1GL para predecir el comportamiento de estructuras complejas. La representación de estructuras reales se hace de acuerdo a la reducción a sistemas de 1GL propuesta por Bernal (1992), quién ha estudiado profundamente el tema. Mediante sistemas de 1GL se propone una sobrerresistencia que ayude a que las estructuras en general alcancen un buen desempeño inelástico cuando se presentan en ellas factores que puedan inducir la inestabilidad dinámica. Esta sobrerresistencia puede ser obtenida por análisis estáticos no lineales como función del modo de vibrar elástico y del mecanismo crítico de falla.
- El capítulo 4 estudia el impacto de los efectos de segundo orden en el comportamiento estructural de sistemas de 1GL. En particular, se observó, a partir de sujetar varias familias de sistemas de 1GL a la componente *EO* del acelerograma registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes durante 1985, que los efectos de segundo orden sólo tienen un impacto importante en la resistencia lateral de diseño de sistemas con comportamiento elasto-plástico perfecto y con periodo fundamental de vibración cercano al periodo dominante de la excitación.
- En el capítulo 5 se estudia la aplicación práctica de las expresiones de Terán y Arroyo (2002) para el diseño de una estructura de varios grados de libertad con asimetría en fluencia. En particular, se diseñan tres versiones de un edificio estructurado con base en marcos dúctiles de concreto reforzado de varios niveles. Mientras que una versión del edificio no exhibe asimetría en fluencia, las otras dos exhiben una inclinación significativa. A partir de comparar el desempeño sísmico de las tres versiones del edificio, se obtienen conclusiones acerca del diseño práctico de estructuras con asimetría en fluencia.
- Finalmente, el capítulo 6 presenta las conclusiones derivadas de los resultados presentados en esta tesis.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES

Debido a las características del subsuelo existente en la Zona del Lago del D.F., algunos edificios construidos en ella presentan cierta inclinación o desplome. Esto da lugar a estructuras cuya resistencia lateral en la dirección del desplome disminuye, de tal manera que una estructura originalmente simétrica exhibe asimetría en la fuerza de fluencia que desarrolla en sentidos opuestos. Esta asimetría en fluencia, que también puede ser atribuida a otras causas (entre las que destacan la presencia de mezanines y apéndices, y la asimetría en carga gravitacional), puede llegar a impactar de manera negativa el desempeño de una estructura sismorresistente.

El efecto de la asimetría en fluencia en la respuesta de sistemas de *un grado de libertad* (1GL) ha sido estudiado por varios investigadores mexicanos (Ruiz et al. 1987, Ortega et al. 1988). Sus aportaciones constituyeron la base para los requerimientos incluidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) para evaluar el efecto de la asimetría en fluencia en las demandas de resistencia de las estructuras sismorresistentes. En estudios más recientes, Terán y Arroyo (2005) observan que el comportamiento histerético de la estructura, las características dinámicas de la excitación sísmica y la relación entre los periodos de la estructura y excitación afectan significativamente la respuesta dinámica de estructuras con asimetría en fluencia, de tal manera que los requerimientos de las NTCDS, que no hacen consideración explícita de lo anterior, pueden resultar en una evaluación o diseño sísmico demasiado o poco conservador de estructuras con asimetría en fluencia. Por tanto, se requiere actualizar las NTCDS de acuerdo al conocimiento actual del efecto de la asimetría en fluencia en la respuesta de las estructuras sismorresistentes.

Acorde a Terán y Arroyo (2002), la respuesta sísmica de estructuras sismorresistentes con asimetría en fluencia sólo podrá entenderse si por un lado se consideran explícitamente sus características mecánicas, tal como la resistencia lateral, el periodo fundamental de vibración y el tipo de comportamiento histerético; y por el otro, las características de los movimientos del terreno, tal como el contenido de frecuencias y la duración de fase intensa de la excitación sísmica. Además de lo anterior, Terán y Arroyo (2002) observan que el criterio escogido para evaluar el daño estructural es fundamental durante la evaluación del efecto de la asimetría en fluencia.

Hasta el momento, el estudio de estructuras con asimetría en fluencia se ha limitado a sistemas de 1GL con pendiente post-elástica en su resistencia lateral igual o mayor que cero. Por tanto, es necesario ampliar el conocimiento que se tiene del efecto de la asimetría en fluencia a sistemas de *varios grados de libertad* y a sistemas que exhiban efectos de segundo orden significativos en su rango plástico de comportamiento.

1.2 COMPORTAMIENTO MONOTÓNICO DE ESTRUCTURAS CON ASIMETRÍA EN FLUENCIA

Dada la importancia de prevenir el comportamiento inadecuado de estructuras existentes que exhiben una inclinación significativa, es conveniente definir la relación que existe entre dicha inclinación y la asimetría en fluencia que ésta produce. Esta relación se ilustra aquí para un sistema de 1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto (EPP).

Suponga un sistema de 1GL que exhibe fluencia simétrica cuando se le sujeta a un desplazamiento lateral Δ . Conforme muestra la *figura 1.1a*, su intervalo de comportamiento elástico está delimitado por el punto f , caracterizado por un cortante basal de fluencia (V_y) y su correspondiente desplazamiento de fluencia (Δ_y). V_y es igual a cW , donde c es el coeficiente sísmico del sistema y W su peso reactivo. Conforme a lo mostrado, la rigidez lateral del sistema se denota K .

La *figura 1.1b* muestra el efecto que una inclinación inicial, cuantificada a través del ángulo α , tiene en el comportamiento que exhibe el sistema de 1GL cuando se le sujeta a un desplazamiento lateral monótonicamente creciente. La inclinación del sistema se ve reflejado en un desplazamiento lateral inicial de su masa (Δ_o), y en un cortante basal inicial (V_o). Puede concluirse a partir de la *figura 1.1b* que $\Delta_o = L \operatorname{sen} \alpha$ y $V_o = W \operatorname{sen} \alpha$, expresiones que para α pequeño se reducen a $\Delta_o = \alpha L$ y $V_o = \alpha W$, respectivamente. De esta manera, puede establecerse que Δ_o y V_o están relacionados mediante la expresión $V = W\Delta L$. La *figura 1.1b* muestra esta recta con líneas punteadas. En esta misma figura, O^* denota el estado inicial fuerza-deformación en el sistema inclinado, y K^* , que es prácticamente igual a K , su rigidez lateral.

Si se sujeta al sistema de 1GL con inclinación inicial a un estado de deformación lateral monótonicamente creciente en dirección positiva a partir del punto O^* , este terminará fluyendo cuando alcance el punto f , caracterizado por un cortante y desplazamiento laterales iguales a V_y y Δ_y , respectivamente. El incremento de cortante basal entre los puntos O^* y f se denota V_y^+ y conforme se ilustra en la *figura 1.1b* es menor que V_y . Por tanto, un desplome resulta en una reducción del cortante basal de fluencia en la dirección del desplome cuando el sistema se deforma a partir del punto O^* . El cortante basal de fluencia en la dirección del desplome puede estimarse como $V_y^+ = V_y - V_o = (c - \alpha)W$, y el desplazamiento lateral de fluencia, medido desde el punto O^* , como $\Delta_y^+ = \Delta_y (c - \alpha) / c$. De manera análoga puede demostrarse que si el desplazamiento crece monótonicamente en dirección negativa, el cortante basal y el desplazamiento de fluencia medidos a partir del punto O^* pueden estimarse como $V_y^- = (c + \alpha)W$ y $\Delta_y^- = \Delta_y (c + \alpha) / c$, respectivamente. Esto se traduce a que la inclinación inicial se refleja en un sistema de 1GL que posee una dirección “fuerte” y una dirección “débil”. El sistema de la *figura 1.1b* puede idealizarse como un sistema de 1GL sin inclinación inicial pero con asimetría en fluencia, tal como se muestra en la *figura 1.1c*.

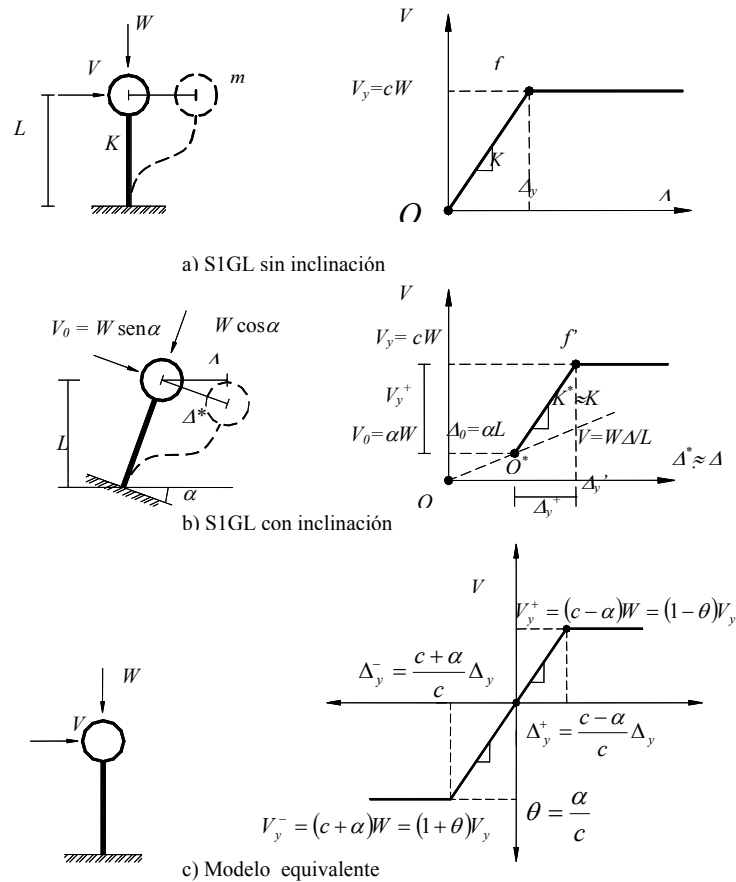


Figura 1.1 Efecto de una inclinación inicial en el comportamiento bajo cargas laterales de un sistema de 1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto (EPP).

Conforme sugiere la *figura 1.1c*, el grado de asimetría en fluencia puede cuantificarse a través del parámetro θ , que es igual a α/c . Terán et al. (2000) han observado que θ provee una manera razonable de cuantificar la asimetría en fluencia de un sistema de 1GL y el efecto que esta tiene en la respuesta dinámica del mismo.

1.3 EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UNA ESTRUCTURA SISMORRESISTENTE

Respecto a las implicaciones prácticas de la asimetría en fluencia, el caso de mayor interés resulta del efecto que esta pueda tener en el desempeño sísmico de las estructuras para el estado límite de seguridad. En particular, este interés se centra en la posible influencia de la asimetría en el colapso o falla de estructuras durante sismos intensos. Bajo estas circunstancias, es relevante definir cuidadosamente el criterio de falla con que se evalúa el comportamiento y desempeño sísmico de una estructura sismorresistente.

Actualmente la posible falla de una estructura sismorresistente se evalúa tomando en cuenta su demanda máxima de ductilidad ($\mu_{\delta máx}$), la cual se define como el desplazamiento lateral máximo ($\delta_{máx}$) de la estructura durante la excitación sísmica normalizado por el desplazamiento lateral de fluencia (δ_y). Dentro del contexto de la normatividad actual, el diseño contra colapso de una estructura consiste en proveerla con suficiente resistencia y rigidez de tal forma que su ductilidad máxima ($\mu_{\delta máx}$) durante la excitación sísmica de diseño no exceda la ductilidad última ($\mu_{\delta u}$) que la misma alcanza cuando se le sujeta a un estado de desplazamiento lateral monotónicamente creciente. De acuerdo a este criterio, la estructura experimenta un comportamiento adecuado cuando $\mu_{\delta máx}$ es menor o igual a $\mu_{\delta u}$.

Además de la demanda máxima de deformación, las demandas acumuladas de deformación plástica influyen en el daño que pueden sufrir las estructuras, particularmente en aquellas desplantadas en suelos blandos (Terán y Jirsa 2003). Por tanto, la evaluación del desempeño estructural requiere contemplar un criterio de evaluación estructural que considere explícitamente las demandas acumuladas de deformación plástica. Una manera de tomar en cuenta estas demandas es por medio del uso de índices de daño, tal como el planteado por Park et al. (1987) para estructuras de concreto reforzado:

$$DMI_{PA} = \frac{\mu_{\delta máx}}{\mu_{\delta u}} + \beta \frac{NE_{H\mu}}{\mu_{\delta u}} \quad (1.1)$$

donde $NE_{H\mu}$ es la energía plástica disipada durante el movimiento sísmico, normalizada por el producto $F_y \delta_y$ (resistencia y deformación de fluencia, respectivamente), y $\mu_{\delta máx}$ y $\mu_{\delta u}$ las demandas máxima y capacidad última de ductilidad, respectivamente. El parámetro β se calibró experimentalmente de manera que un DMI_{PA} menor que 0.4 puede interpretarse como daño reparable; entre 0.4 y 1.0 como daño irreparable; y mayor que 1.0 como falla. Cosenza et al. (1990) observan que el uso de la ecuación 1.1 con $\beta=0.15$ da resultados muy similares a los obtenidos con otros índices de daño calibrados experimentalmente para elementos dúctiles de concreto reforzado. Cabe aclarar que cuando DMI_{PA} se utiliza para evaluar el daño en marcos momento-resistentes de estructuras complejas representadas a través de sistemas de IGL equivalentes, $\mu_{\delta máx}$ y $\mu_{\delta u}$ deben plantearse en función del desplazamiento lateral global de la estructura. Si DMI_{PA} se utiliza para evaluar el daño local en los elementos estructurales de un marco, $\mu_{\delta máx}$ y $\mu_{\delta u}$ deben plantearse en función de la capacidad de deformación rotacional de los mismos.

Si como criterio para evaluar el desempeño estructural se utiliza el colapso o falla, el valor de DMI_{PA} debe limitarse a ser menor o igual a 1.0, de tal manera que:

$$\frac{\mu_{\delta máx}}{\mu_{\delta u}} + \beta \frac{NE_{H\mu}}{\mu_{\delta u}} = 1 \quad \Leftrightarrow \quad \mu_{\delta máx} = \mu_{\delta u} - \beta NE_{H\mu} \quad (1.2)$$

La ecuación 1.2 sugiere que el valor de $\mu_{\delta máx}$ que puede desarrollar una estructura durante la excitación sísmica de diseño decrece con un incremento en su demanda de disipación de energía plástica ($NE_{H\mu}$). Este hecho tiene suma importancia ya que plantea que el valor de $\mu_{\delta máx}$ asociado al colapso o falla de una estructura puede ser en algunos casos mucho menor que el valor de $\mu_{\delta u}$. Es necesario aclarar que el planteamiento de la ecuación 1.1

tiene deficiencias (Chung et al. 1987), ya que DMI_{PA} tiende a sobreestimar el daño en estructuras sujetas a un estado de deformación lateral monotónicamente creciente. Aunque bajo estas circunstancias $\mu_{\delta máx}$ debe ser igual a $\mu_{\delta u}$, la ecuación 1.2 subestima el valor de $\mu_{\delta máx}$ conforme a lo que se ilustra en la *tabla 1.1* para diferentes valores de $\mu_{\delta u}$ y $\beta = 0.15$. A pesar de lo anterior, el índice de daño de Park y Ang se ha utilizado con éxito para evaluar el daño en elementos y estructuras de concreto reforzado, ya que en la mayoría de casos aporta evaluaciones razonables del daño estructural.

Tabla 1.1 Estimación de $\mu_{\delta máx}$ de acuerdo con DMI_{PA} para desplazamiento monotónicamente creciente.

$\mu_{\delta u}$	$\mu_{\delta máx}$
2	1.9
3	2.7
4	3.6
6	5.3

La ecuación 1.1 indica que el nivel de daño estructural en un miembro o estructura puede expresarse como la suma de la componente de daño producto de la deformación máxima ($\mu_{\delta máx}$) y la componente de daño producto de la energía plástica disipada ($NE_{H\mu}$). Los estudios llevados a cabo por Terán et al. (1998) sugieren que la evaluación del desempeño estructural de estructuras que exhiben asimetría en fluencia debe hacerse con criterios como el planteado por Park y Ang. En particular, el porcentaje del daño total producto de la disipación de energía es comparable o mayor que aquel producido por la deformación máxima en estructuras sin asimetría en fluencia sujetas a sismos de larga duración. Este no es el caso para estructuras con asimetría en fluencia, ya que en estas últimas el daño debido a la deformación máxima crece en importancia en comparación con el producido por la disipación de energía plástica. Esto implica que conforme crece la asimetría en fluencia, el valor de $NE_{H\mu}$ tiende a perder importancia dentro del contexto de la ecuación 1.2 y debido a esto, la $\mu_{\delta máx}$ que la estructura puede acomodar durante la excitación sísmica de diseño crece, Terán et al. (1998). Este tipo de cuestiones sólo puede tomarse en consideración a partir de un criterio de evaluación de daño que considere la contribución de las deformaciones máxima y acumulada.

1.4 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS Y PROPIEDADES DE LA EXCITACIÓN SÍSMICA RELEVANTES AL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE ESTRUCTURAS CON ASIMETRÍA EN FLUENCIA

Las estructuras sismorresistentes poseen diferentes propiedades mecánicas y están sujetas a movimientos sísmicos con diferentes características, de tal manera que existe la necesidad de plantear un estudio paramétrico y sistemático de la respuesta de sistemas asimétricos. Al respecto, Terán et al. (1998) estudiaron el efecto que la asimetría en fluencia tiene en el comportamiento dinámico de sistemas de 1GL con diferentes características mecánicas (tal como periodo fundamental de vibración, demanda máxima de ductilidad, grado de asimetría en fluencia, coeficiente de amortiguamiento y comportamiento histerético) y

sujetos a movimientos sísmicos con diferente contenido de frecuencia y duración. A partir de esto observaron lo siguiente:

- 1) Si la resistencia de un sistema de IGL se mantiene constante, un incremento en su inclinación (y por tanto en su asimetría en fluencia) se refleja en incrementos importantes en su demanda de ductilidad y en su nivel de daño.
- 2) El efecto de la asimetría en fluencia depende de manera importante del periodo T del sistema, y particularmente de la relación que T guarda con respecto al periodo dominante de la excitación sísmica T_g . El efecto de la asimetría se maximiza cuando el valor de T es igual a T_g ; conforme T se aleja paulatinamente (hacia la izquierda o hacia la derecha) del valor de T_g , se aprecia una reducción significativa del efecto de dicha asimetría.
- 3) El comportamiento histerético de estructuras con asimetría en fluencia tiene un efecto importante en su respuesta sísmica; tanto la fluencia gradual como la degradación de rigidez se reflejan en reducciones significativas del efecto de la asimetría en fluencia, sobre todo para sistemas con T cercanos a T_g .
- 4) La duración de la fase intensa del movimiento del terreno está íntimamente ligada al efecto de la asimetría en fluencia. A mayor duración de fase intensa, mayor el efecto de la asimetría.
- 5) El efecto de la asimetría en fluencia es considerablemente más severo para estructuras sujetas a excitaciones sísmicas de banda angosta (esto es, en aquellas desplantadas en zonas de terreno muy blando).
- 6) En el caso de excitaciones de banda angosta y larga duración (suelo blando), las demandas de disipación de energía pierden importancia en sistemas asimétricos, por el contrario en sistemas sin asimetría sometidos a este tipo de excitaciones las demandas de energía son mucho más importantes. Debido a esto el criterio utilizado para evaluar el desempeño sísmico de sistemas estructurales influye significativamente en la evaluación de dicho desempeño.
- 7) Los incrementos de resistencia requeridos para mantener iguales las demandas de ductilidad en estructuras simétricas y con asimetría en fluencia, son considerablemente mayores que los requeridos para mantener igual su nivel de daño estructural.
- 8) En el caso de estructuras asimétricas, es conveniente considerar un criterio de evaluación estructural que contemple explícitamente las demandas de deformación plástica.

1.5 NORMATIVIDAD ACTUAL

Debido al problema que representa la asimetría en fluencia para las estructuras desplantadas en la Ciudad de México, las NTCDS del RCDF especifican en su capítulo 11 que: Tratándose de estructuras cuyo comportamiento en sentidos opuestos sea asimétrico por inclinación de la estructura con respecto a la vertical, si el desplomo de la construcción excede de 0.01 veces su altura, se tomará en cuenta la asimetría multiplicando las fuerzas sísmicas de diseño por $I+10f$ cuando se use el método simplificado de análisis sísmico, o por $I+5Qf$ cuando se use el estático o el dinámico modal, siendo f el desplomo de la construcción dividido entre su altura (en esta tesis f se denota α).

A pesar de que varios estudios indican que el efecto de la asimetría en fluencia depende de manera importante del periodo y comportamiento histerético de la estructura, y del tipo de terreno en el cual se desplanta, los requerimientos normativos del RCDF no contemplan explícitamente ninguno de estos parámetros. Como consecuencia, el procedimiento establecido en las NTCDS para estructuras asimétricas puede arrojar resultados que van desde muy conservadores hasta del lado de la inseguridad (Terán y Arroyo 2005).

1.6 PROPUESTAS RECIENTES

Dado las limitaciones de las propuestas normativas para el diseño de estructuras con asimetría en fluencia, es necesario establecer una metodología racional para su diseño sísmico. En particular, es deseable que los requerimientos normativos contemplen un criterio de daño constante, y que incorporen de manera transparente los parámetros que influyen en el desempeño sísmico de estructuras asimétricas.

La *figura 1.2*, tomada de Terán y Arroyo (2005), presenta espectros de resistencia (pseudo-aceleración) para ductilidad constante y comportamiento elasto-plástico perfecto. La excitación sísmica considerada en la obtención de los espectros es la componente *EO* del movimiento registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes durante 1985 (*SCT-EO*). Note que el eje de las abscisas corresponde a T/T_g . La *figura 1.3*, también tomada de Terán y Arroyo (2005), muestra espectros de resistencia de daño constante ($DMI_{PA}=1$), para el mismo acelerograma y comportamiento histerético.

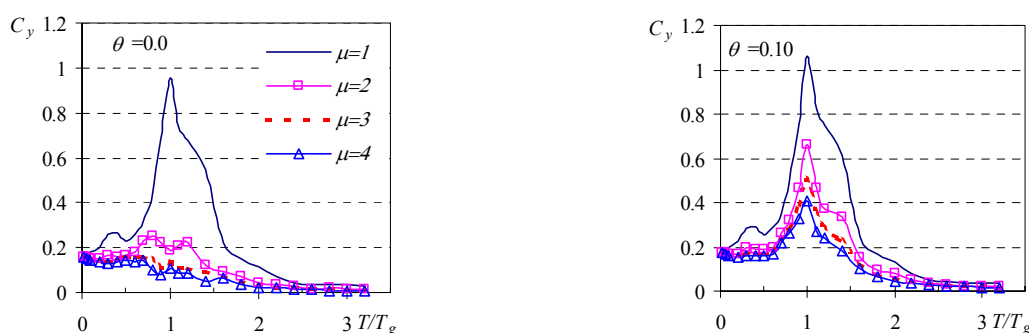


Figura 1.2 Efecto de la asimetría en fluencia en espectros de ductilidad constante, SCT-EO

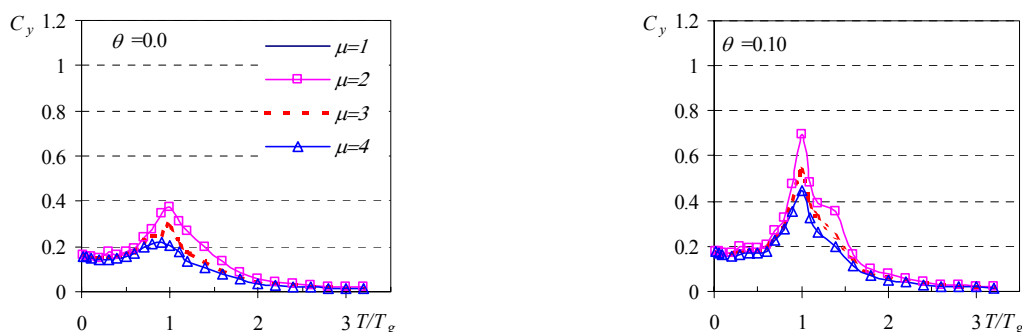


Figura 1.3 Efecto de la asimetría en fluencia en espectros de daño constante, $DMI_{PA} = 1$, SCT-EO.

Las *figuras 1.2 y 1.3* muestran que mientras que los espectros de ductilidad y daño constante para $\theta = 0$ exhiben diferencias de importancia (para daño constante las ordenadas son mayores, particularmente para T/T_g cercano a uno), ambos tipos de espectros exhiben ordenadas muy parecidas para $\theta = 0.10$. Esto implica que las demandas de energía plástica tienden a perder importancia en sistemas con un nivel importante de asimetría en fluencia. Independientemente de lo anterior, las *figuras 1.2 y 1.3* indican que es necesario incrementar la resistencia lateral de diseño de una estructura conforme se incrementa su asimetría en fluencia.

Terán y Arroyo (2005) utilizaron un criterio de daño constante al proponer expresiones para estimar la resistencia lateral de diseño de sistemas con asimetría en fluencia. Entre las características mecánicas que se contemplaron explícitamente están el periodo fundamental de vibración (T), la demanda máxima de ductilidad ($\mu_{\delta máx}$), el grado de asimetría en fluencia (θ) y el comportamiento histerético. En cuanto a las características de las excitaciones sísmicas, Arroyo y Terán plantean expresiones en función del tipo de terreno donde se desplanta la estructura sismorresistente.

Particularmente, Arroyo y Terán (2005) definen un factor de amplificación de resistencia conforme a lo siguiente.

$$A(\mu_0, T_0, \theta_0) = \frac{C_y(\mu_{max} = \mu_0, T = T_0, \theta = \theta_0)}{C_y(\mu_{max} = \mu_0, T = T_0, \theta = 0.0)} \quad (1.3)$$

donde μ_0 , θ_0 y T_0 son los valores específicos de $\mu_{\delta máx}$, θ y T asociados a la estructura para la cual se determina el valor de A , y C_y es el coeficiente sísmico de diseño. Si se conoce el valor de A , es posible estimar la resistencia que debe suministrarse a la estructura con asimetría en fluencia tomando como base el espectro inelástico para un sistema sin asimetría:

$$C_y(\mu_0, T_0, \theta_0) = A(\mu_0, T_0, \theta_0) C_y(\mu_0, T_0, \theta = 0) \quad (1.4)$$

El valor de A se estima, en el caso de suelo blando, a partir de la siguiente expresión:

$$A = (1 + \theta) + \frac{\beta(T/T_g)^\alpha}{c + \left| \frac{T}{T_g} - 1 \right|} \quad (1.5)$$

donde $c=0.2$, $\beta=\theta(1.7-2.9\theta)$ y $\alpha=0.6$ para sistemas elasto-plástico perfectos y $c=0.2$, $\beta=\theta(0.25-0.1\theta)$ y $\alpha=0.6$ para sistemas que exhiben degradación de rigidez y resistencia.

En cuanto a suelo firme:

$$A = (1 + \theta) + \frac{\beta T^\alpha}{c + T^\alpha} \quad (1.6)$$

donde $c=0.6$, $\beta=\theta(4.2-8.6\theta)$ y $\alpha=1$ para sistemas elasto-plástico perfectos y $c = 0.6$, $\beta = \theta(4.2 - 8.6\theta)$ y $\alpha = 1.5$ para sistemas degradantes que exhiben degradación de rigidez y resistencia.

En las *figuras 1.4 y 1.5* se muestran los valores de A arrojados por las ecuaciones 1.5 y 1.6, y los comparan con valores medios de A obtenidos directamente de espectros de daño constante para estructuras asimétricas. Note que el valor de A tiende a ser independiente de la ductilidad μ (es decir, no depende de la resistencia del sistema).

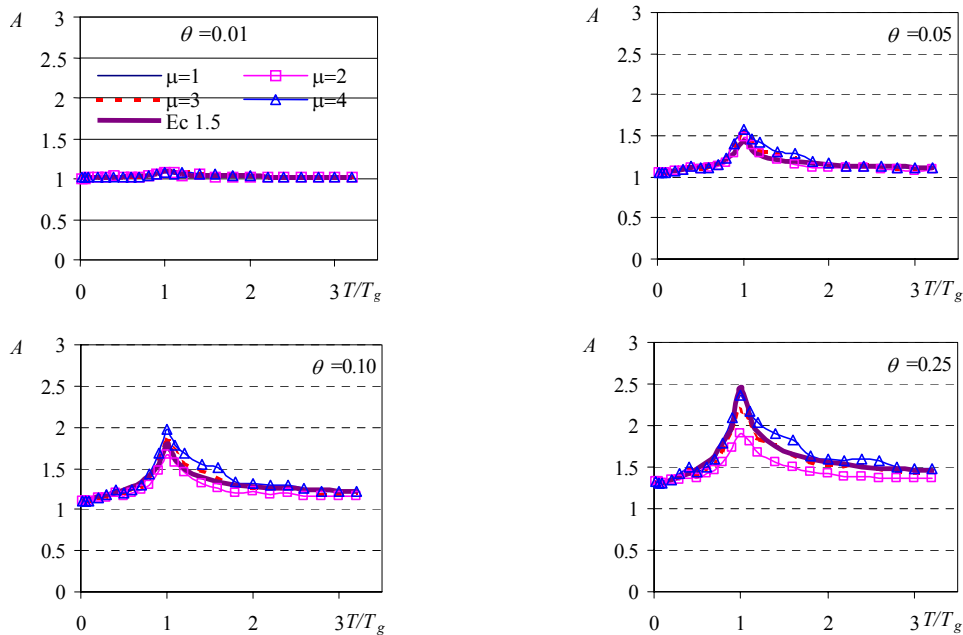


Figura 1.4 Comparación entre valores reales y estimados de A , suelo blando, daño constante, comportamiento elasto-plástico perfecto.

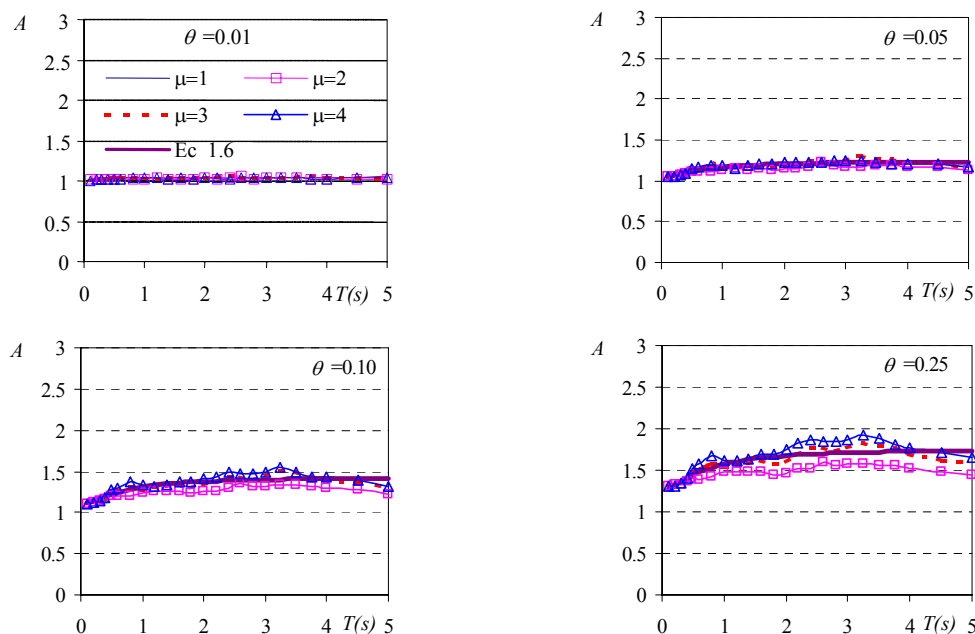


Figura 1.5 Comparación entre valores reales y estimados de A , suelo firme, daño constante, comportamiento elasto-plástico perfecto.

1.7 CONTRIBUCIÓN DE ESTA TESIS

A pesar de la posible importancia de la asimetría en fluencia en estructuras existentes desplantadas en la Zona del Lago del D. F., hasta la fecha las expresiones de diseño que se han propuesto se han derivado del estudio de sistemas de *un grado de libertad*. Además, los estudios hechos hasta el momento no han considerado explícitamente los efectos de segundo orden producto del desplazamiento lateral que la excitación sísmica induce en la estructura con asimetría, de tal manera que se desconoce si las expresiones de diseño propuestas hasta el momento aplican para estructuras que exhiban efectos $P-\Delta$ importantes.

Es objetivo de esta tesis estudiar el efecto combinado de la asimetría en fluencia y de los efectos de segundo orden para establecer la aplicabilidad de las expresiones de diseño propuestas hasta el momento al diseño de estructuras que exhiban efectos $P-\Delta$ importantes. El segundo objetivo de esta tesis consiste en determinar la pertinencia de utilizar expresiones de diseño derivadas de la respuesta de sistemas de 1GL para el diseño de estructuras sismorresistentes complejas. Respecto al segundo objetivo, no sólo se pretende evaluar la posibilidad de utilizar sistemas de 1GL para predecir la respuesta sísmica de una estructura con asimetría en fluencia, sino de evaluar los impactos de los cambios en la sobrerresistencia y la rigidez de una estructura con asimetría una vez que se le aplica el factor de amplificación A durante su diseño sísmico.

2. EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

2.1 EFECTOS P-Δ EN SISTEMAS SIMPLES SUJETOS A DESPLAZAMIENTO LATERAL MONOTÓNICAMENTE CRECIENTE

Una fuerza vertical P que se mueve por conducto de un desplazamiento Δ causa fuerzas adicionales (P - Δ) que por lo general no se toman en cuenta durante el análisis estructural de una edificación (figura 2.1). El momento total en la base de una estructura que exhibe efectos de segundo orden está dado por:

$$M = V_P L + P\Delta \quad (2.1)$$

donde V_P es la fuerza lateral aplicada a la masa del sistema y L la altura en la que se ubica el centro de masa.

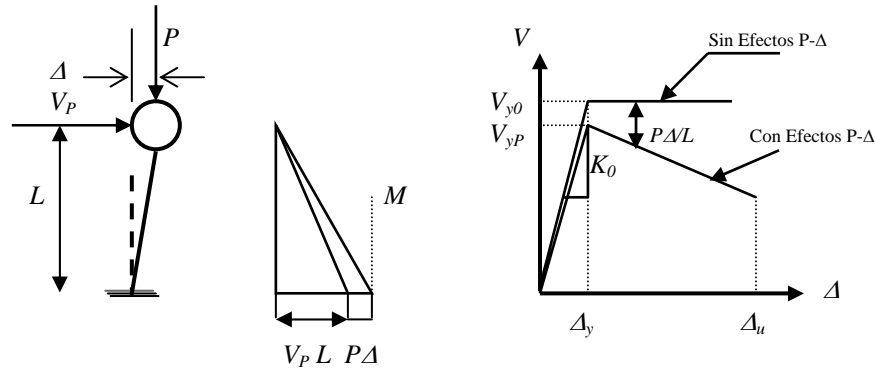


Figura 2.1 Efecto P-Δ.

La ecuación 2.1 puede reescribirse en función de la fuerza lateral como:

$$V_P = \frac{(M - P\Delta)}{L} = \frac{M}{L} - \frac{P\Delta}{L} \quad (2.2)$$

La ecuación 2.2 indica que el cortante resistente, V_P , decrece respecto al que tendría el sistema si no exhibiera efectos P - Δ : $V_{y0} = M / L$ (figura 2.2).

La ecuación 2.2 puede expresarse como:

$$V_P = V_0 - \frac{P\Delta}{L} = V_0 - \lambda K_0 \Delta \quad (2.3)$$

donde λ es un coeficiente adimensional de estabilidad utilizado para caracterizar la severidad de los efectos de segundo orden (Bernal 1987a, MacRae 1994). Si se desprecian los efectos p - δ locales y se consideran deformaciones pequeñas, se tiene que:

$$\lambda = \frac{P}{K_0 L} = \frac{P}{V_{y0}} \frac{\Delta_y}{L} \quad (2.4)$$

donde $K_0 = V_{y0} / \Delta_y$ es la rigidez lateral inicial de primer orden, P la carga vertical total, L la altura a la que se encuentra el centro de masa, V_{y0} la fuerza de fluencia del sistema sin efectos $P-\Delta$ y Δ_y el desplazamiento de fluencia. La relación fuerza-deformación de primer y segundo orden para el caso particular donde el comportamiento se considera elasto-plástico perfecto se muestra en la *figura 2.2b*. Puede observarse que la curva de segundo orden queda totalmente definida por el coeficiente λ y las propiedades de primer orden del sistema estructural.

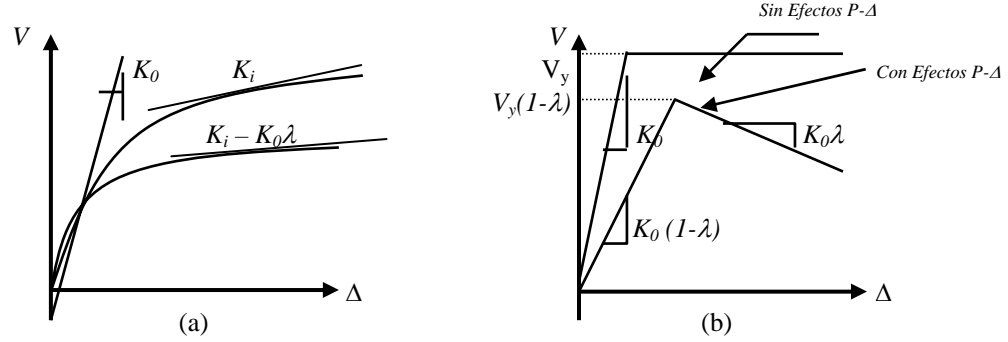


Figura 2.2 Coeficiente de estabilidad: a) relación general fuerza-deformación, b) sistema elasto-plástico perfecto.

En caso de edificaciones de varios niveles, se requiere aplicar de manera discreta el coeficiente de estabilidad a cada entrepiso. Para ello el K_0 de cada entrepiso se estima como el cociente de la fuerza cortante de entrepiso y la distorsión del mismo, P es la carga vertical total arriba del nivel en cuestión y L la altura del entrepiso.

Una vez que se toman en cuenta los efectos de segundo orden, la rigidez elástica inicial K_p de un sistema puede expresarse como:

$$K_p = K_0 - \frac{P}{L} = K_0(1 - \lambda) \quad (2.5)$$

y el cortante basal de fluencia como:

$$V_y' = V_y(1 - \lambda) \quad (2.6)$$

En un sistema de 1GL, la rigidez post-elástica de un sistema sujeto a efectos de segundo orden se mantiene constante después de la fluencia y es igual a:

$$K_0 \lambda = \frac{P}{L} \quad (2.7)$$

Note que los efectos de la gravedad en sistemas simples pueden caracterizarse exclusivamente por medio del parámetro adimensional λ .

2.2 EFECTOS $P-\Delta$ EN SISTEMAS SIMPLES SUJETOS A CARGAS DINÁMICAS

El efecto de las cargas gravitacionales en la respuesta de estructuras sujetas a carga dinámica es más complejo que en aquellas sujetas a un estado de deformación monotónicamente creciente, ya que las fuerzas $P-\Delta$ introducen componentes de movimiento que alteran la respuesta dinámica del sistema. El efecto final de las componentes dinámicas $P-\Delta$ es un incremento en los desplazamientos máximos del sistema, lo que puede resultar en una inestabilidad global en el mismo.

Entre otras consecuencias, el efecto $P-\Delta$ disminuye la rigidez elástica de un sistema sismorresistente, de tal manera que su periodo fundamental de vibración se incrementa. Conforme a lo sugerido por la *figura 2.2b* la reducción de la rigidez, y por lo tanto el incremento en el periodo, aumenta conforme se incrementa el coeficiente de estabilidad λ . Aunque el cambio en el periodo elástico implica un cambio en la respuesta del sistema, el mayor impacto de los efectos $P-\Delta$ se da en el rango post-elástico de comportamiento, donde una estructura con pendiente en su resistencia lateral ligeramente positiva o cercana a cero puede terminar con una pendiente negativa de su resistencia lateral (*figura 2.2b*). Bajo estas circunstancias, un sistema que originalmente tiende a exhibir un comportamiento auto-centrado (que oscila alrededor de su posición original no deformada) puede exhibir un comportamiento inestable, caracterizado por la acumulación de deformación lateral en una sola dirección. Este particularmente es el caso de estructuras que exhiben un comportamiento histerético elasto-plástico. Puede concluirse que la respuesta dinámica de una estructura puede cambiar sustancialmente ante la presencia de efectos $P-\Delta$.

Como una manera de estabilizar el comportamiento de estructuras que exhiben efectos $P-\Delta$ importantes, varios autores consideran que es necesario incrementar la capacidad sismorresistente de las estructuras. Aunque la mayoría de las propuestas se centran alrededor de plantear un incremento en la resistencia lateral de la estructura para contrarrestar el efecto inestabilizador de las cargas gravitacionales, hay algunas propuestas que se centran alrededor de un incremento en la rigidez lateral de la estructura sismorresistente.

Mientras que se conoce la naturaleza de los daños producidos por los efectos $P-\Delta$, aún es difícil definir con certeza el probable efecto dinámico $P-\Delta$ para una estructura en particular. Debido a lo anterior, se han llevado a cabo estudios que plantean la posibilidad de ignorar los efectos $P-\Delta$. Por ejemplo, basado en consideraciones energéticas, Andrews (1977) sugiere que el efecto $P-\Delta$ puede ser ignorado si el desplazamiento lateral de una estructura es menor que un desplazamiento límite específico. Para lograrlo es necesario limitar la distorsión de entrepiso, en base a la relación entre la resistencia lateral de diseño y la carga axial en una estructura sin efectos $P-\Delta$. En particular, definió un nivel aceptable de influencia $P-\Delta$ como aquel en el cual la energía bajo la curva fuerza-desplazamiento de una estructura con efectos $P-\Delta$ (curva A) es mayor o igual que el 90% del área bajo la curva correspondiente a la estructura sin efectos $P-\Delta$ (curva B) (*figura 2.3*).

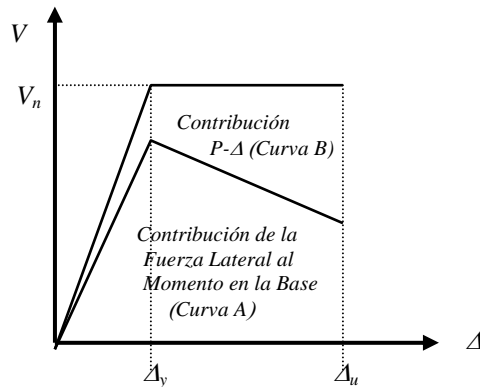


Figura 2.3 Curvas fuerza-desplazamiento con y sin efectos de segundo orden.

A partir de los resultados obtenidos en sistemas de 1GL, Bernal (1987a) y Mahin y Boroschek (1991) han sugerido que si la amplificación de resistencia requerida para controlar la ductilidad de una estructura es menor que el 10% de la resistencia requerida por ese mismo sistema sin efectos de segundo orden, entonces los efectos $P-\Delta$ pueden ser despreciados.

Paulay (1978) consideró importante incrementar la rigidez de marcos de concreto reforzado como un medio para compensar los efectos $P-\Delta$. Sin embargo, según él mismo es preferible incrementar la resistencia de la estructura en lugar de su rigidez. El incremento de resistencia debe ser tal que mantenga constante la energía bajo la curva histerética antes y después de considerar los efectos $P-\Delta$, tal como se muestra en la *figura 2.4a*.

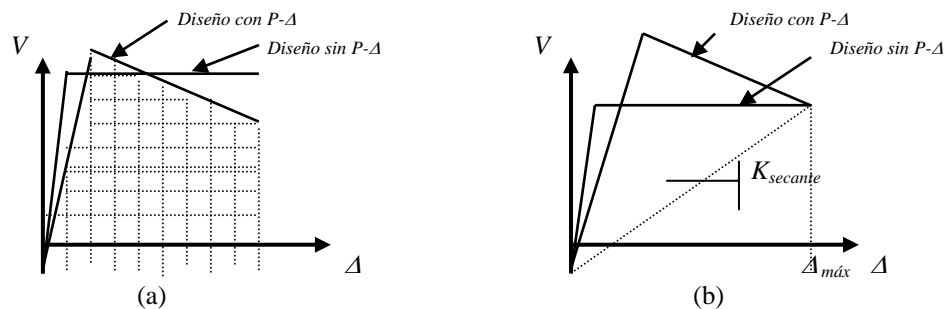


Figura 2.4 Métodos de diseño contra efectos de segundo orden: a) Método de Paulay; b) Método de MacRae et al.

Basados en los conceptos de periodo fundamental efectivo y amortiguamiento efectivo, MacRae, Carr y Warpole (1990) proponen que la resistencia lateral de diseño de sistemas sensibles a los efectos $P-\Delta$ se incremente de tal manera que su rigidez secante $K_{secante}$ asociada a su desplazamiento máximo $\Delta_{máx}$ sea igual a la que tendrían cuando se ignoran los efectos $P-\Delta$ (*figura 2.4b*). Aunque el periodo efectivo (asociado a la rigidez secante) es

igual para ambas curvas mostradas en la *figura 2.46*, el sistema diseñado tomando en consideración los efectos $P-\Delta$ exhibe una mayor capacidad de disipación de energía plástica.

Los estudios discutidos con anterioridad están basados en consideraciones teóricas. Lo cierto es que el comportamiento de una estructura que exhibe comportamiento plástico durante una excitación sísmica y que exhibe efectos $P-\Delta$ de importancia puede llegar a ser caótico y por tanto, muy difícil de predecir a partir de metodologías simplificadas de análisis y diseño. Debido a lo anterior, el estudio de los efectos $P-\Delta$ requiere del uso de análisis no lineales que hagan consideración explícita a las demandas de ductilidad y de resistencia lateral de las estructuras sismorresistentes.

2.3 INESTABILIDAD DINÁMICA

Una estructura sujeta a cierto movimiento sísmico se considera estable si un incremento en la magnitud de la excitación resulta en pequeños cambios en la respuesta dinámica de dicha estructura. El fenómeno de inestabilidad dinámica está asociado al caso en que los cambios en la respuesta de la estructura se orientan en una sola dirección. Los efectos de segundo orden (efectos $P-\Delta$) tienden a resultar en una respuesta dinámica inestable cuando el periodo T de la estructura está cercano al periodo dominante de la excitación T_g . Esta aseveración no es exclusiva de sistemas con efectos $P-\Delta$. En sistemas de 1GL sin efecto $P-\Delta$ también se presenta este comportamiento.

El diseño de la resistencia lateral de estructuras susceptibles a amplificaciones importantes debidas a efectos $P-\Delta$ implica rechazar el uso de factores de seguridad pequeños. Bajo estas circunstancias, el problema de diseño se centra en proporcionar un margen de seguridad aceptable contra la inestabilidad de tal manera que sea suficiente estimar la respuesta de primer orden de la estructura. Por tal motivo, se han propuesto factores de amplificación de resistencia lateral (Bernal 1987a, Rosenblueth 1965) con el fin de fomentar que la respuesta dinámica de la estructura no exceda un límite de ductilidad máxima que asegure que las posibles deformaciones permanentes no perjudiquen su capacidad para resistir carga gravitacional.

Dado que la relación fuerza-deformación de segundo orden para un sistema de 1GL está totalmente definida por la curva de primer orden y por el coeficiente de estabilidad λ (*figura 2.26*), según Bernal (1998) es posible establecer la fuerza mínima de fluencia para la cual la respuesta no llegue al colapso en función de λ (el periodo y amortiguamiento del sistema se consideran conocidos). En sus investigaciones Bernal (1987b) establece que los valores elásticos de λ para cada entrepiso son pequeños en edificios reales. Por tanto, para explicarlo expone que en los códigos de diseño sísmico, el cortante basal está típicamente dado por $V = cW$, donde W es el peso reactivo de la estructura y c el coeficiente sísmico de diseño. Él define τ como la relación entre la carga vertical total (carga muerta más carga viva reducida) y la carga muerta, considerando esto, entonces la fuerza lateral P se puede escribir como $P = \tau W$. Sustituyendo la expresión anterior en la ecuación 2.4:

$$\lambda = \frac{\tau V}{c K_0 H} \quad (2.8)$$

El término $V / K_0 H$ representa la distorsión de entrepiso, la cual estará limitada por norma a un límite superior ψ . Normalmente el máximo valor de λ se da en la base de la estructura. Asumiendo que el cortante basal es de la forma $c = BT^{2/3}$ (Bernal 1987b), la ecuación 2.8 puede escribirse como:

$$\lambda \leq \frac{\tau \psi}{B} T^{2/3} \quad (2.9)$$

Algunos códigos como el NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program 1994) establecen relaciones para ψ/B alrededor de 0.04 para marcos momento-resistentes de acero. Con base en estos resultados y reconociendo que τ raramente es mayor que 1.25, Bernal (1987b) concluye que aún las estructuras con periodos largos tienen valores pequeños de λ .

Paulay (1978) establece que la distorsión de entrepiso para marcos dúctiles debe ser menor que un cierto límite, comúnmente entre 1% y 1.5% de la altura de entrepiso, y puede ser estimada a partir de la siguiente expresión:

$$\psi = \mu \frac{\Delta_e}{(1-\lambda)} \quad (2.10)$$

donde Δ_e es la distorsión de entrepiso calculada en el rango elástico; μ es la máxima demanda de ductilidad y λ es el coeficiente de estabilidad. La distorsión elástica es amplificada por el factor $1/(1-\lambda)$ para considerar la distorsión adicional producto del efecto de los momentos secundarios ($P-\Delta$).

Bernal (1992) reporta resultados obtenidos a partir de un extenso estudio de la inestabilidad dinámica en sistemas de IGL. A partir de este estudio, propone espectros de colapso derivados de los resultados obtenidos a partir de un ensamble de 24 acelerogramas registrados en terreno firme. En particular, Bernal ofrece, para un rango realista de valores del coeficiente de estabilidad, expresiones estadísticas para evaluar las ordenadas espectrales de colapso para prevenir la inestabilidad en sistemas de IGL. Observa además que, aunque la duración efectiva del movimiento del suelo es un parámetro importante en sistemas elasto-plástico perfectos ya que esta ligado con el probable colapso de ellos, éste tiene poca relevancia en la dispersión de las ordenadas espectrales de colapso contra inestabilidad en sistemas con degradación de rigidez.

Una de las observaciones más importantes de los escasos estudios que se han hecho sobre la inestabilidad dinámica en sistemas planos de VGL es el efecto crítico que los mecanismos de falla producen en la seguridad de estructuras contra colapso (Nakajima et al. 1990, Bernal 1990). Estos estudios han enfatizado el hecho de que los métodos de control de distorsión elástica no siempre proporcionan seguridad estructural adecuada contra la inestabilidad dinámica.

2.4 INFLUENCIA DE LOS EFECTOS $P-\Delta$ EN EL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE MARCOS

Dado que la inestabilidad en un marco dúctil suele presentarse cuando las articulaciones plásticas aparecen primero en las columnas y no en las vigas, es práctica común a nivel internacional diseñar este tipo de marcos siguiendo la filosofía viga débil-columna fuerte. Por tanto, la resistencia lateral de un marco suele estar limitada por la resistencia de las vigas y no por la resistencia de las columnas. La *figura 2.5* muestra la geometría deformada y las articulaciones plásticas que desarrolla un marco de varios niveles en el instante en que sufre una demanda severa de desplazamiento lateral. El desplazamiento de azotea se denota Δ_u , y el correspondiente al centro de masa gravitacional Δ_m .

El momento debido a los efectos $P-\Delta$ con respecto a la base es $W_t\Delta_m$, donde W_t es el peso total del edificio. Este momento de volteo debe ser resistido por los momentos y fuerzas axiales en la base de las columnas de la planta baja, y éstas según los mecanismos de fluencia o falla estarán articuladas en la misma base, tal como se muestra en la *figura 2.5*. Note que estos elementos mecánicos son adicionales a aquellos que se generan como consecuencia de la acción de las cargas laterales y gravitacionales sobre la estructura, y por tanto, vale la pena hacer notar que las fuerzas axiales adicionales que en las columnas inducen los efectos $P-\Delta$ dan lugar a fuerzas cortantes en las vigas de cada entrepiso, lo que resulta en una disminución de la capacidad del edificio para resistir cargas laterales.

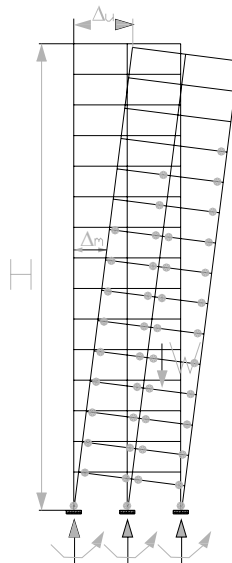


Figura 2.5 Configuración típica de un SVGL durante un movimiento sísmico severo.

Cuando un elemento de concreto reforzado está sujeto a flexión y carga axial (flexocompresión), como es el caso de las columnas de la planta baja del marco de la *figura 2.5*, tiene un comportamiento diferente al observado en elementos de concreto reforzado sujetos a flexión pura, conforme a lo siguiente:

1. La rigidez del elemento en el rango elástico se incrementa, elevando su momento resistente (*figura 2.6*).

2. Cuando el elemento ingresa a su rango inelástico existe una degradación de su rigidez y de su momento resistente que provocan la falla para una curvatura menor (figura 2.6).

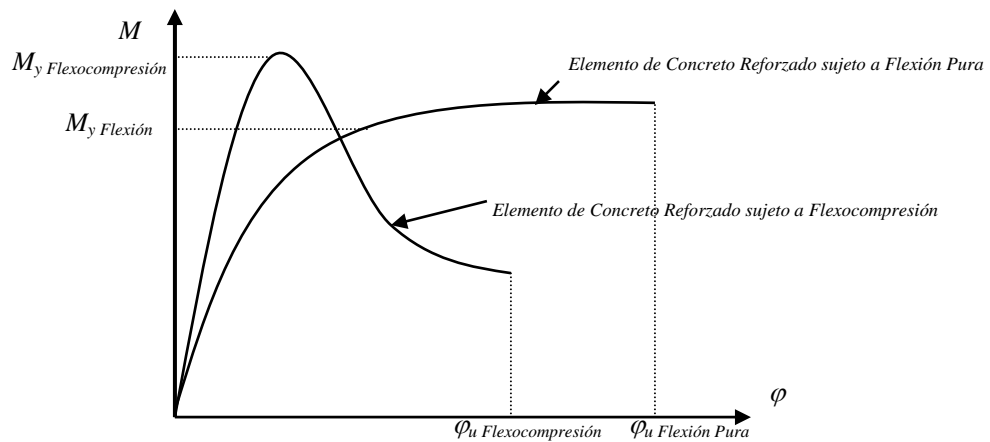


Figura 2.6 Curvas Momento-Curvatura para elementos de concreto reforzado.

La curva sin efectos $P-\Delta$ en la figura 2.7 ilustra la respuesta histerética de un marco bien diseñado y detallado desde un punto de vista sísmico. Si la contribución del momento de volteo secundario debido a los efectos $P-\Delta$ es significativa, la resistencia lateral del marco ante carga lateral puede verse reducida de manera importante, tal como lo muestra la curva con efectos $P-\Delta$. El área sombreada indica, para el primer cuadrante del ciclo de carga, la pérdida de capacidad que tiene la estructura para disipar energía plástica. Note que debido a los efectos $P-\Delta$, existe un incremento sustancial en la resistencia lateral del marco cuando este trata de regresar a su posición no deformada a partir de la posición correspondiente a máxima deformación. Aunque en el ciclo completo no hay pérdida en la capacidad de disipación de energía de la estructura debido a los efectos $P-\Delta$, note el efecto desestabilizador que dichos efectos promueven a través de fomentar un comportamiento que no es auto-centrado.

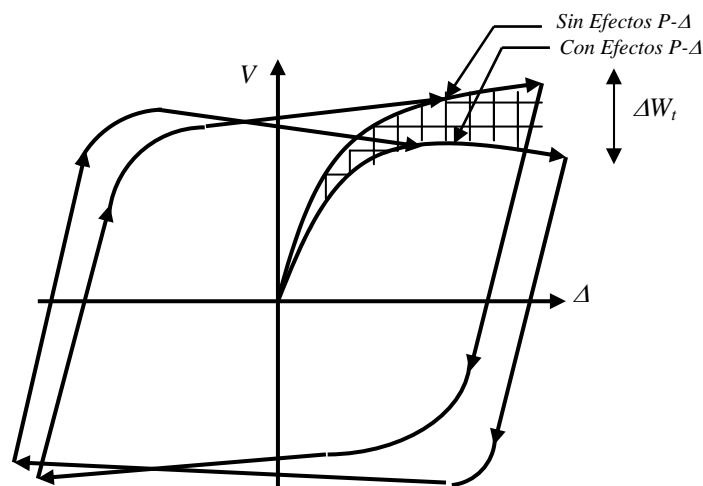


Figura 2.7 Relación carga lateral-desplazamiento para un marco dúctil con y sin efectos $P-\Delta$.

Un diseño racional donde se tomen en cuenta los efectos $P-\Delta$ implica controlar en lo general la deformación total, y en lo particular, la deformación plástica de la estructura. En cuanto al control de la deformación plástica, es importante proporcionar una resistencia lateral adecuada de tal manera de controlar la demanda máxima de ductilidad. Que tanto deba controlarse la deformación plástica depende de la filosofía con que se haya diseñado la estructura. Si la estructura ha sido diseñada bajo los principios de diseño por capacidad, fomentando con ello que fluyan los elementos estructurales que exhiben una rigidez post-fluencia positiva, es posible dejar que la estructura entre de manera importante a su rango de comportamiento plástico sin exhibir pendiente post-elástica negativa. Si por el contrario, el edificio tiende a acumular la deformación plástica en las columnas de un entrepiso, entonces será necesario proporcionar una muy elevada resistencia lateral para controlar su fluencia, ya que dicha estructura exhibirá una pendiente negativa importante que promueve la inestabilidad prácticamente después de haber ingresado al rango plástico de comportamiento.

2.5 PARÁMETROS QUE AFECTAN LA RESPUESTA DE SISTEMAS ESTRUCTURALES

Para estar en condiciones de predecir la respuesta sísmica inelástica de una estructura sismorresistente, es necesario conocer que parámetros influyen en dicha respuesta, y cuales de ellos resultan de mayor relevancia. A partir del estudio de sistemas de 1GL, MacRae y Kawashima (1993) observan que los parámetros que afectan significativamente la respuesta de una estructura sismorresistente son: la fuerza de fluencia (la cual es caracterizada a través del parámetro adimensional a_r , que es igual al cociente entre el coeficiente sísmico asociado a la resistencia lateral del sistema y el coeficiente sísmico mínimo requerido para mantener al sistema elástico); la rigidez post-fluencia, caracterizada a través del parámetro adimensional r_0 , (que es igual al cociente entre la rigidez post-elástica y la rigidez elástica); la ductilidad última; y el comportamiento histerético.

A partir de su estudio, MacRae y Kawashima (1993) observan que mientras que los sistemas con rigidez post-elástica positiva tienden a exhibir desplazamientos residuales pequeños después de ser sometidos a movimientos sísmicos, dichos desplazamientos tienden a crecer significativamente en osciladores con rigidez post-elástica negativa. Concluyen que debido a esto, los sistemas que exhiben efectos $P-\Delta$ de importancia tienden a ser vulnerables a las réplicas que normalmente se presentan después del evento sísmico inicial.

Se observó además que el periodo fundamental juega un papel importante dentro de la respuesta inelástica de estructuras sujetas a efectos $P-\Delta$ de importancia. En particular, consideran que las estructuras que son susceptibles a los efectos $P-\Delta$ son generalmente aquellas que presentan periodos medianos a largos. Los resultados de MacRae y Kawashima permiten concluir que la resistencia lateral de diseño debe incrementarse sustancialmente, con respecto a la observada en estructuras sin efectos $P-\Delta$, conforme se incrementa la ductilidad que debe acomodar el sistema y se reduce, dentro del rango negativo, el valor de r_0 .

Finalmente, MacRae y Kawashima (1993) observan que mientras que los sistemas elasto-plástico perfectos tienden a ser muy susceptibles a los efectos $P-\Delta$, los sistemas que exhiben degradación de rigidez tienden a exhibir un comportamiento auto-centrado que los hace relativamente inmunes a dichos efectos.

2.6 ESTABILIDAD DE CURVAS HISTERÉTICAS GENERALES DE SISTEMAS ESTRUCTURALES CON EFECTOS $P-\Delta$

La acción del efecto $P-\Delta$ sobre una estructura que exhibe una curva histerética con forma general puede aproximarse a partir del concepto de curva histerética central (*CHC*). La figura 2.8 muestra, para un comportamiento histerético genérico, la definición de *CHC* conforme a lo siguiente:

$$V_{CHC} = \frac{V_{ys} + V_{yi}}{2} \quad (2.12)$$

donde para una deformación dada, V_{ys} y V_{yi} son su límite superior e inferior de fluencia.

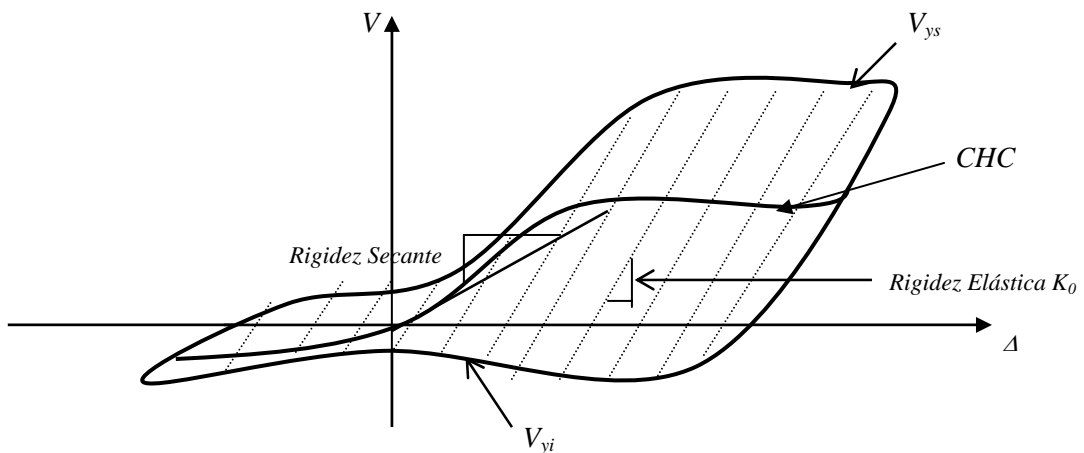


Figura 2.8 Curva histerética con forma general considerada como estable.

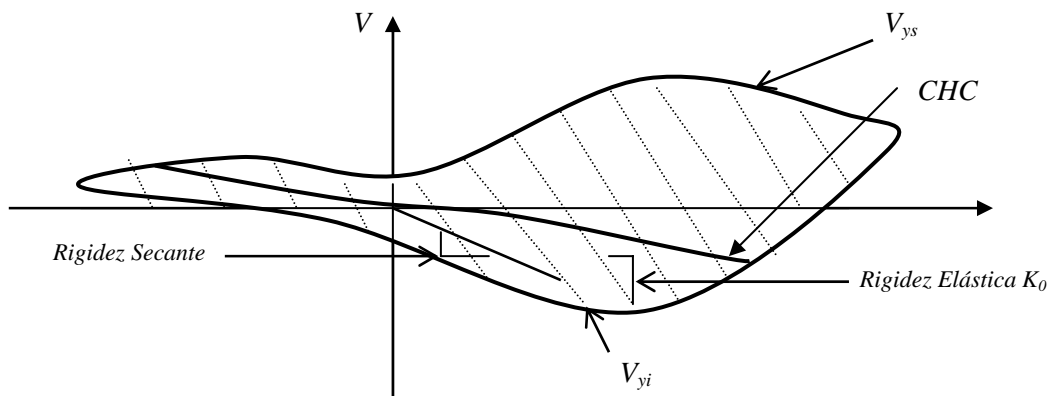


Figura 2.9 Curva histerética con forma general considerada como inestable.

Si la rigidez secante es positiva como en la *figura 2.8*, entonces el sistema tenderá a fluir en dirección negativa, lo que tenderá a hacerla regresar a su posición no deformada, y como consecuencia, a reducir el desplazamiento residual (a centrarse). Cuando la rigidez secante de la *CHC* es negativa (*figura 2.9*), producto de la degradación de rigidez la fluencia del sistema que oscila ante excitación dinámica probablemente ocurrirá en la envolvente superior, por lo que dicho sistema tenderá a acumular desplazamientos residuales en dirección positiva, y a exhibir inestabilidad lateral. Teniendo en cuenta lo anterior, se dice que la *CHC* es estable cuando exhibe pendiente secante positiva. Bajo estas condiciones, el grado de estabilidad se define de acuerdo al valor de la rigidez secante (mayor pendiente implica mayor estabilidad). Si la rigidez secante es mayor que cero para todos los puntos de la *CHC*, entonces se dice que es “incondicionalmente estable”.

Si existe decremento en la resistencia lateral de una estructura como consecuencia de los efectos $P-\Delta$, entonces habrá una zona de la curva que representa la zona de inestabilidad para la estructura. Esta zona se caracteriza por una pendiente negativa para la *CHC*. Esto hace que el rango de estabilidad lateral de la estructura decrezca, tal como se muestra en la *figura 2.10*.

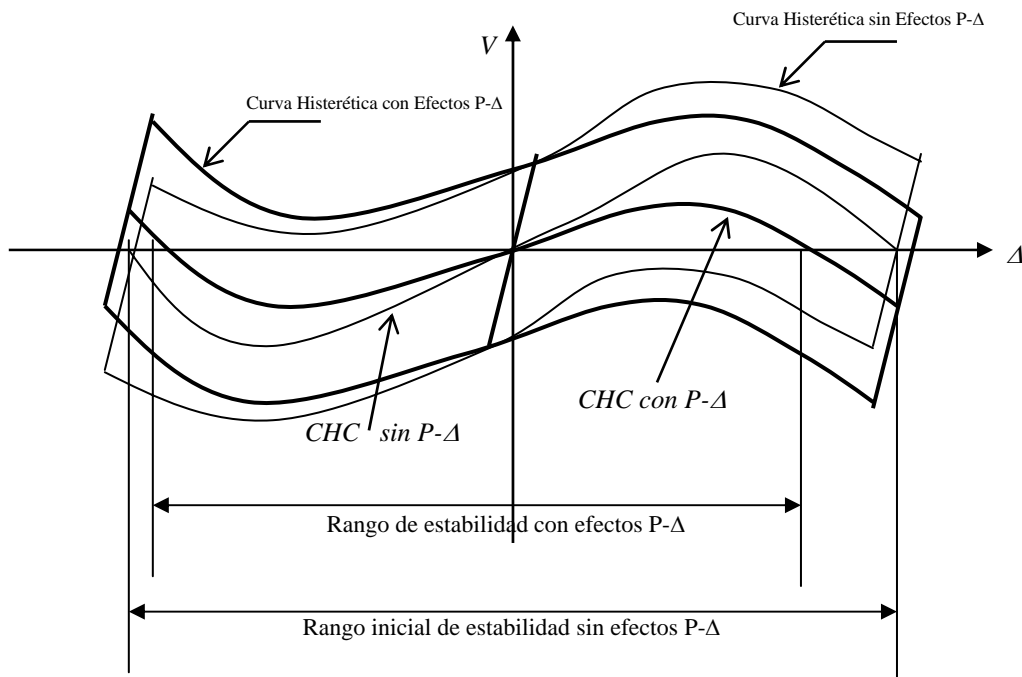


Figura 2.10 Efectos $P-\Delta$ sobre curvas histéricas.

2.7 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN PARA EFECTOS $P-\Delta$ INELÁSTICOS

Varios investigadores han sugerido que puede contrarrestarse la influencia detrimental de los efectos $P-\Delta$ a través de utilizar un factor de amplificación de resistencia (Bernal 1987a, 1987b, MacRae 1994). La aplicación de este tipo de factores a estructuras de varios entresijos requiere que se satisfaga al menos una de las dos condiciones siguientes:

- a) Que la relación entre el cortante y la distorsión de entresijo de cualquier nivel sea independiente de la distribución vertical de cargas laterales (edificios de cortante).
- b) Que la amplificación debida a los efectos $P-\Delta$ sea sensiblemente constante a lo largo de la altura del edificio.

Al respecto, la primera condición sólo se cumple para edificios de baja altura constituidos a base de marcos. La segunda condición no es realista, sólo es teórica y sirve para ilustrar el efecto $P-\Delta$, es difícil que se cumpla. Es importante señalar que la mayoría de las observaciones y recomendaciones que se han hecho con respecto a la consideración práctica de los efectos de segundo orden durante el diseño sísmico, han sido obtenidas a partir de la respuesta dinámica de sistemas simples. Como consecuencia, puede decirse que todavía es necesario ampliar los estudios que se han hecho hasta la fecha del impacto de los efectos $P-\Delta$ en estructuras de varios grados de libertad.

Bernal (1987a) caracterizó la severidad de los efectos $P-\Delta$ en osciladores elasto-plástico perfectos (EPP) a través del factor de amplificación α , definido como el cociente entre la ordenada espectral inelástica máxima considerando $P-\Delta$ y la correspondiente ordenada espectral inelástica máxima sin considerar $P-\Delta$. Acorde a Bernal, α puede estimarse conforme a lo siguiente:

$$\alpha = \frac{1 + \beta\lambda}{1 - \lambda} \quad (2.13)$$

donde λ es el coeficiente de estabilidad y β puede estimarse conforme a lo siguiente:

$$\beta = 1.87(\mu - 1) \quad (2.14)$$

La ecuación 2.14 corresponde al valor medio de la ordenada espectral inelástica. En el caso del valor medio más una desviación estándar de la misma ordenada espectral se tiene:

$$\beta = 2.69(\mu - 1) \quad (2.15)$$

En las ecuaciones 2.14 y 2.15, μ es la ductilidad máxima que desarrolla el sistema. Bernal (1987c) sugiere que las formas modales elásticas y los periodos de un edificio pueden ser utilizados en conjunto con un espectro de pseudo-aceleración para obtener la resistencia de diseño que sea capaz de contrarrestar adecuadamente los efectos $P-\Delta$. En este caso, las ordenadas del espectro se amplifican con ayuda de la ecuación 2.13.

La ecuación 2.13, que es función de μ y λ , satisface las siguientes condiciones límite:

- i) No existe amplificación ($\alpha = 1$), independientemente del valor de μ , cuando $\lambda=0$.
- ii) La amplificación tiende a infinito ($\alpha \rightarrow \infty$), independientemente del valor de μ , cuando λ tiende a uno.

En cuanto a la práctica mexicana, el factor de amplificación considerado por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) esta dado por:

$$\alpha = \frac{1}{1 - \mu\lambda} \quad (2.16)$$

La ecuación 2.16, originalmente propuesta por E. Rosenblueth (1965), resulta en un diseño más conservador que la expresión propuesta por Bernal. Aunque se considera que ambas expresiones resultan en un diseño razonable contra los efectos $P-\Delta$, en algunos casos pueden resultar en niveles de diseño sustancialmente diferentes, particularmente conforme el valor de μ se incrementa. Además, es importante mencionar que las expresiones de amplificación de resistencia discutidas antes no proporcionan un margen de seguridad contra colapso consistente a todas las estructuras. En particular, la confiabilidad estructural se reduce conforme el valor de μ para el cual se diseña la estructura se incrementa.

2.8 EFECTOS P-Δ EN ESTRUCTURAS CON ASIMETRÍA EN FLUENCIA

Hasta el momento se ha discutido la importancia de los efectos $P-\Delta$ sin considerar la asimetría en fluencia de una estructura. Al respecto, es necesario destacar que el diseño de estructuras con este tipo de asimetría también implica el uso de factores de amplificación de resistencia para contrarrestar los efectos detrimentales de dicha asimetría (Terán 2002). De alguna manera, las propuestas hechas para el diseño de estructuras con asimetría en fluencia es muy similar a las hechas para considerar explícitamente los efectos $P-\Delta$: se toman las ordenadas del espectro inelástico de diseño evaluadas acorde a los periodos y modos de vibrar elásticos de la estructura, y se amplifican para contrarrestar los efectos detrimentales de la asimetría o de las cargas gravitacionales.

Aunque es posible prever ciertos casos en que la superposición de estos efectos resulte particularmente detrimental para cierto tipo de estructuras, hasta la fecha no se han llevado a cabo estudios del efecto combinado de la asimetría en fluencia y de los efectos $P-\Delta$. Por ejemplo, se ha observado que en la Zona del Lago del D.F., las estructuras con asimetría en fluencia y T cercano a T_g tienden a acumular deformación lateral en una sola dirección. Si se considera que en la Zona del Lago, esto ocurre en edificios que tienen de 8 a 20 niveles, podrá entenderse que los efectos $P-\Delta$, acumulados a través de varios entresijos tenderán a promover aún más la acumulación de deformación lateral en una dirección, y por tanto, aumentar la susceptibilidad de las estructuras asimétricas al colapso. Dado lo anterior, se vuelve relevante estudiar el efecto combinado de la asimetría en fluencia y de las cargas gravitacionales en el desempeño sísmico de las estructuras sismorresistentes ubicadas en el D.F., y a partir de esto, identificar la necesidad de proponer factores de amplificación que contemplen explícitamente ambos efectos.

3. MODELADO DE ESTRUCTURAS POR MEDIO DE SISTEMAS SIMPLES

3.1 ESTUDIO DE SISTEMAS SIMPLES

Varios investigadores sugieren que el uso de sistemas equivalentes de *un grado de libertad* (1GL) permite estimar de manera razonable las demandas dinámicas en estructuras relativamente complejas de *varios grados de libertad* (Qi y Moehle 1991, Fajfar y Fischinger 1992, Tso et al. 1993, Priestley 2000). Investigaciones recientes sugieren que el uso de espectros de diseño, derivados a partir de la respuesta de sistemas de 1GL, hacen posible un diseño por desempeño que contempla explícitamente la demanda máxima y acumulada de deformación plástica en las estructuras sismorresistentes (Terán 2004).

En cuanto al planteamiento del sistema equivalente de 1GL de una estructura compleja, algunos autores (Qi y Moehle 1991, Fajfar y Fischinger 1992) sugieren que se lleve a cabo un análisis bajo deformación lateral monotónicamente creciente de la estructura en cuestión. A partir de esto se define una curva cortante basal contra desplazamiento de azotea que llega hasta el desplazamiento máximo que se espera tenga la estructura durante la excitación sísmica bajo consideración; y a partir de esta curva y la distribución relativa de desplazamiento lateral en altura, se establecen las características mecánicas y dinámicas relevantes del sistema equivalente.

Parte de los estudios llevados a cabo en esta tesis se realizan en sistemas de 1GL. Por tanto resulta de interés como es que dichos resultados pueden interpretarse para el diseño de estructuras sismorresistentes de *varios grados de libertad* (VGL). En particular, este capítulo discute el planteamiento de sistemas equivalentes de 1GL que permiten estimar la respuesta de estructuras que exhiben efectos $P-\Delta$ de importancia. La discusión se centra alrededor de las consideraciones desarrolladas por Bernal (1992), quien no sólo propone un método para el análisis no lineal de estructuras de VGL con efectos $P-\Delta$ a partir del uso de un sistema de 1GL, sino que desarrolla un marco teórico que plantea la posibilidad de evitar la inestabilidad global de estructuras complejas a partir de un espectro de resistencia (obtenido a partir de sistemas de 1GL) amplificado para tomar en cuenta el efecto de la gravedad.

Bernal (1992) sostiene que es factible evaluar el margen de seguridad para prevenir la inestabilidad global de estructuras complejas mediante sistemas simples. Sin embargo, señala que un diseño convencional que se avoque a controlar la distorsión máxima de entrepiso a través de la rigidez elástica inicial no es suficiente para evitar dicha inestabilidad, ya que dicha rigidez no afecta el margen de seguridad asociado a la respuesta sísmica inelástica de una estructura particular.

3.2 MODELO EQUIVALENTE DE UN GRADO DE LIBERTAD PARA EVALUAR LA INESTABILIDAD

La inestabilidad global no debe revisarse en edificios de varios niveles que exhiban comportamiento elástico durante la acción de la excitación sísmica de diseño. En particular, las demandas de distorsión esperadas durante la respuesta elástica, así como las otras restricciones de diseño, se reflejan en que la reducción de la rigidez lateral de la estructura debido a la presencia de cargas gravitacionales sea mínima respecto a la rigidez lateral inicial de primer orden del sistema.

Cuando la respuesta dinámica esperada de la estructura ante el sismo de diseño implique fluencia, la rigidez lateral de la estructura disminuye considerablemente, y la inestabilidad debido a la presencia de cargas gravitacionales se convierte en una consideración crítica de diseño. La predicción analítica de las condiciones bajo las cuales se presenta la inestabilidad de edificios reales sujetos a una excitación sísmica es extremadamente compleja, por lo que deben desarrollarse métodos simples para evaluar la posible inestabilidad lateral de las estructuras sismorresistentes.

Varios investigadores (Husid 1967, Jennings y Husid 1968, Takizawa y Jennings 1980, Bernal 1990), han estudiado el efecto que las cargas gravitacionales tienen en la respuesta dinámica inelástica de sistemas de 1GL. Concluyeron que la influencia de dichas cargas es por lo general pequeña, y que por lo general no tienden a provocar inestabilidad. Esta conclusión se extendió a edificaciones, y se planteó que mientras la respuesta de primer orden de la edificación se mantuviera lejos del umbral de inestabilidad, su comportamiento sísmico tendría asociado un adecuado margen de seguridad. La extensión de los resultados obtenidos en sistemas de 1GL al diseño de sistemas de VGL llevó a algunos investigadores a buscar las particularidades que definen la respuesta de estructuras complejas. Por ejemplo, Bernal (1992) establece que el fenómeno de la inestabilidad de una edificación esta asociado al mecanismo plástico que desarrolla la misma, así como a la posible degradación de rigidez y resistencia que exhibe la estructura a nivel local. Además Bernal señala que es importante tomar factores como la contribución del sistema de piso y del endurecimiento por deformación de los elementos estructurales para una evaluación razonable de la estabilidad de una estructura compleja. Este tipo de consideraciones llevó a plantear el uso de análisis estáticos no lineales bajo deformación lateral monotónicamente creciente de la estructura para capturar la complejidad de su respuesta lateral, de tal manera que el sistema equivalente de un 1GL reflejará en lo posible dicha respuesta. Las consideraciones que ha planteado Bernal para la obtención del sistema equivalente de un grado de libertad son muy similares a las que han hecho otros investigadores para estructuras sin efectos $P-\Delta$.

Estudios llevados a cabo en sistemas complejos han indicado consistentemente la importancia que tiene la forma del mecanismo de colapso en la habilidad de una estructura para permanecer estable (Nakajima et al. 1990, Bernal 1990, Bernal 1992), de tal manera que un sistema equivalente de 1GL debe capturar en lo posible la información relacionada con dicho mecanismo. En particular, Bernal (1992) observa que si el mecanismo de colapso que domina la respuesta dinámica de la estructura puede ser predicho a través de un análisis plástico estático de la estructura, entonces existe una alta correlación entre las respuestas dinámicas del modelo equivalente de 1GL y de la estructura. Bajo estas circunstancias, los

resultados obtenidos por Bernal sugieren que los márgenes de seguridad contra colapso estimados en sistemas de 1GL equivalentes ofrecen una estimación razonablemente conservadora de aquellos correspondientes a sistemas de VGL.

A pesar de lo dicho anteriormente, es importante indicar que el uso de sistemas de *un grado de libertad* para estimar la respuesta global de sistemas complejos puede llevar a inconsistencias importantes, particularmente si el mecanismo de colapso que domina el comportamiento de la estructura no corresponde al esperado. En ocasiones el mecanismo aparentemente predominante no es el que conduce al colapso de la estructura, ya que llegan a formarse otros mecanismos que en algún momento de la respuesta dinámica de la estructura pueden llevarla a su colapso dinámico. Note que la consideración explícita de más de un mecanismo de colapso impide la reducción de la estructura a un sistema equivalente de *un grado de libertad* a través del uso de análisis estáticos no lineales.

3.3 RESISTENCIA ÚLTIMA PARA MANTENER EL EQUILIBRIO EN UN SIGL A PARTIR DE SVGL

La resistencia lateral de una estructura es fundamental para contrarrestar los efectos desfavorables ocasionados por la superposición de la excitación sísmica y las cargas gravitacionales. En particular, la resistencia lateral permite el control de las demandas plásticas que inicialmente llevan a la formación del mecanismo de colapso, y a la larga al colapso de la estructura.

Pique (1976) estudió la respuesta sísmica de sistemas de VGL a partir de sistemas de 1GL. Para ello utilizó la aproximación desarrollada por Biggs (1964), que permite evaluar la resistencia lateral de un sistema a partir de patrones de desplazamiento derivados de la aplicación estática de carga lateral monotónicamente creciente a la estructura. Bernal (1992) también utiliza este concepto para plantear la ecuación dinámica de movimiento para edificios bidimensionales sujetos a una excitación sísmica:

$$M\Delta u + C\Delta \dot{u} + \Delta R - K_g \Delta u = -M1\Delta x_h \quad (3.1)$$

donde: R es el vector de fuerzas necesarias para mantener a la estructura estable ante el incremento en el movimiento horizontal del suelo; M , C y K_g son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez lateral geométrica, respectivamente; u es el vector de desplazamiento horizontal; x_h es la aceleración horizontal del terreno y Δ indica incremento.

Bernal (1992) plantea que es posible reducir la Ecuación 3.1 a una que corresponda a un sistema de 1GL si el vector de desplazamientos horizontales se plantea en términos de una coordenada simple (generalizada) a través de suponer que la configuración deformada de la estructura permanece constante en términos relativos durante la respuesta de la estructura. Con base en esto, plantea que la resistencia lateral de la estructura puede estimarse como:

$$\Delta R = \Delta L_D \quad (3.2)$$

donde ΔL_D es un vector que define la distribución de incrementos de carga horizontal en altura. Aunque la reducción de una estructura a un sistema de 1GL es factible independientemente de la relación existente entre la forma del vector de carga y el cortante basal, el modelo planteado por Bernal requiere que ΔL_D permanezca constante entre la formación de dos articulaciones plásticas consecutivas hasta la formación del mecanismo de falla. Esto se ilustra a través de la *figura 3.1*. ϕ_i y ϕ_m denotan la distribución en altura de incrementos de desplazamiento lateral para la *i*-ésima articulación plástica y para el mecanismo de falla, respectivamente.

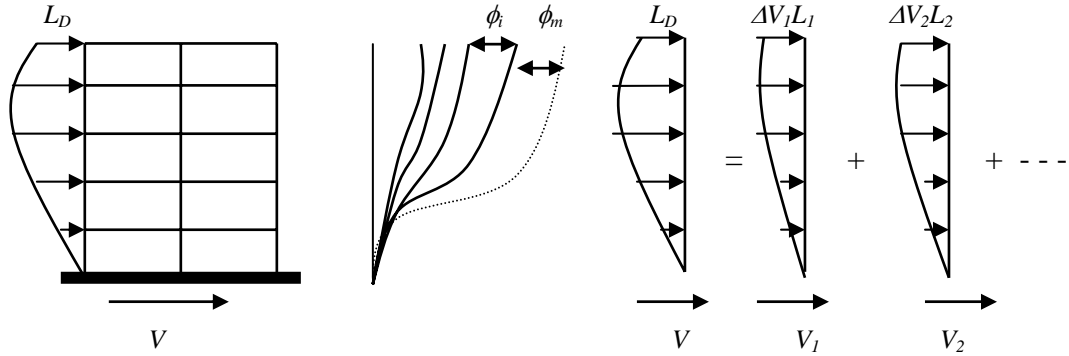


Figura 3.1 Incremento del vector de cargas y forma del incremento de los desplazamientos usados en la reducción a S1GL.

Los incrementos en el vector de carga horizontal efectiva pueden ser expresados en términos de la variación del cortante basal como:

$$\Delta L_D = \Delta V L_i \quad (3.3)$$

donde L_i es el vector de incrementos de carga horizontal en altura para un incremento unitario en el cortante basal; e i es el número de articulaciones plásticas en la estructura durante una etapa particular en la secuencia de carga. Las simplificaciones hechas por Bernal implican que entre la formación de articulaciones plásticas consecutivas, la matriz de rigideces y la forma del vector de carga horizontal permanecen constantes. Bajo estas circunstancias, el vector de incrementos de desplazamiento lateral durante la etapa i puede ser expresado como:

$$\Delta u = \Delta z \Gamma_i \phi_i \quad (3.4)$$

El parámetro Γ se introduce para normalizar la amplitud Δz , de tal manera que ésta sea independiente de la escala utilizada para ϕ . Γ se conoce como factor de participación y se define como:

$$\Gamma_i = \frac{\phi_i^T M \mathbf{1}}{\phi_i^T M \phi_i} \quad (3.5)$$

Sustituyendo las ecuaciones 3.2 y 3.4 en la ecuación 3.1 se obtiene la siguiente expresión:

$$\Delta z + \frac{c_i}{m_i} \Delta z + \frac{\phi_i^T \Delta VL_i}{m_i \Gamma_i} - \frac{k_{gi}}{m_i} \Delta z = - \frac{\phi_i^T M1}{m_i \Gamma_i} \Delta x_h \quad (3.6)$$

En la ecuación 3.6, la masa, el amortiguamiento y la rigidez generalizada para la etapa i de análisis están dadas por:

$$m_i = \phi_i^T M \phi_i, \quad c_i = \phi_i^T C \phi_i, \quad k_{gi} = \phi_i^T K \phi_i \quad (3.7)$$

La ecuación 3.6 puede reescribirse como:

$$\Delta z + \frac{c_i}{m_i} \Delta z + \Delta S_a - \frac{k_{gi}}{m_i} \Delta z = -\Delta x_h \quad (3.8)$$

donde el término ΔS_a representa el incremento de resistencia lateral por unidad de masa necesario para que el sistema equivalente de 1GL mantenga su estabilidad. ΔS_a se define como:

$$\Delta S_a = \frac{\phi_i^T \Delta VL_i}{\phi_i^T M1} \quad (3.9)$$

A través de las ecuaciones 3.1 a 3.9, Bernal (1992) plantea la obtención del incremento de resistencia asociado a un sistema equivalente de 1GL generado a partir de un análisis estático no lineal de una estructura de VGL. Note que los resultados obtenidos a partir de este planteamiento no sólo dependen de la distribución de carga lateral, sino también de las formas asumidas para definir el incremento de desplazamiento lateral en altura.

Una forma teóricamente sencilla de establecer la resistencia máxima necesaria en el sistema de 1GL a partir del cortante basal máximo es asumir que existe una distribución de carga lateral donde las fuerzas en cada entrespaño sean proporcionales a su masa (El Kordi y Bernal 1991). Con base en esto es posible establecer lo siguiente:

$$\Delta L_i = \frac{M1}{1^T M1} \quad (3.10)$$

donde $M_T = 1^T M1$ es la masa total de la estructura expresada en términos matriciales. Sustituyendo la ecuación 3.10 en la ecuación 3.9:

$$\Delta S_a = \frac{\Delta V}{M_T} \quad (3.11)$$

Note que el incremento en la resistencia del sistema de 1GL ya no depende de ϕ_i , sino del incremento del cortante basal ΔV . Por tanto la resistencia última del sistema de 1GL puede establecerse como:

$$S_{au} = \frac{V_u}{M_T} \quad (3.12)$$

Si se despeja el cortante último de la ecuación 3.12 y se plantea en términos del peso total de la estructura W_T , se tiene:

$$V_u = W_T \frac{S_{au}}{g} \quad (3.13)$$

Dado que $\frac{S_{au}}{g}$ es igual al coeficiente sísmico c , entonces:

$$V_u = cW_T \quad (3.14)$$

Si el patrón de cargas laterales que se selecciona implica la formación de un mecanismo cinemático que sea una aproximación razonable del mecanismo de falla dinámico real, entonces el cortante basal último (V_u) puede estimarse convencionalmente como el producto del coeficiente sísmico y el peso total de la estructura.

3.4 COEFICIENTE DE ESTABILIDAD PROMEDIO $\bar{\lambda}$

Dado que los efectos $P-\Delta$ tienen diferente impacto en el rango de comportamiento elástico y plástico, es posible plantear la consideración explícita de dos valores de coeficiente de estabilidad. Para estimar el coeficiente de estabilidad asociado a comportamiento elástico, Bernal (1990) supuso una configuración deformada lineal (todos los pisos exhiben la misma distorsión) en sistemas con masa uniformemente distribuida en altura. En cuanto a valores asociados al rango de comportamiento plástico, Bernal propuso mecanismos cinemáticos arbitrarios a edificaciones con distribución uniforme de masa en altura.

Bernal (1992) sugiere que es posible utilizar un coeficiente de estabilidad promedio que se aplique simultáneamente a los dos rangos de comportamiento, y a partir de esto, plantea la posibilidad de capturar el efecto de las cargas gravitacionales de una manera muy sencilla a través del uso de sistemas simples de 1GL. Mientras que la *figura 3.2a* ilustra que el efecto detrimental de las cargas verticales debe cuantificarse a través de dos coeficientes de estabilidad, la *figura 3.2b* muestra que lo mismo es posible a través de un coeficiente de estabilidad que promedie la respuesta del sistema en los rangos elástico y plástico. ω_0^2 es la frecuencia natural de vibración al cuadrado de la estructura, y ϖ_0^2 se relaciona con la anterior mediante un parámetro adimensional que involucra a los coeficientes de estabilidad elástico y plástico, λ_0 y λ_m , respectivamente.

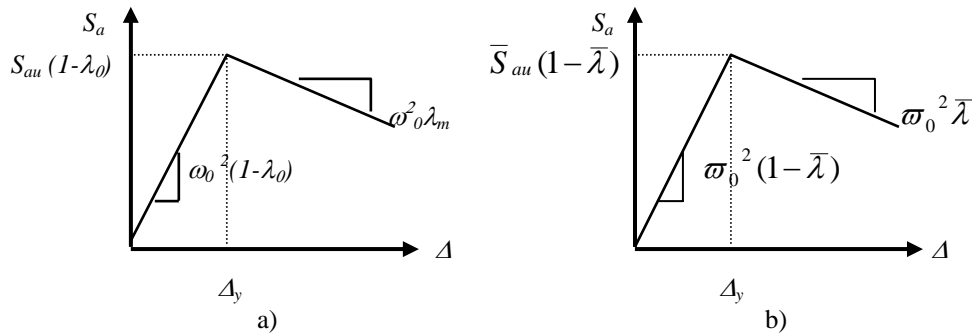


Figura 3.2 Representación de la resistencia última en una estructura mediante, a) Dos coeficientes de estabilidad, b) Un coeficiente de estabilidad promedio.

3.5 ORDENADA ESPECTRAL DE COLAPSO

Una de las consecuencias del uso de sistemas de 1GL para el estudio de estructuras sismorresistentes susceptibles a los efectos $P-\Delta$ es el planteamiento de espectros de resistencia para su diseño sísmico. Bernal (1992) sugiere que para un edificio particular sujeto a la acción de un movimiento dado del terreno es posible estimar de manera razonable su margen de seguridad contra inestabilidad global. Esto requiere conocer tanto las particularidades del movimiento como las propiedades estructurales del sistema sismorresistente. Entre otras cosas, el valor de la resistencia última \bar{S}_{au} depende del coeficiente de estabilidad promedio, el periodo de la estructura y de la intensidad del movimiento del terreno. El valor mínimo de \bar{S}_{au} para el cual la respuesta permanece estable es designado por Bernal como ordenada espectral de colapso \bar{S}_{ac} .

Generar una ordenada espectral de colapso para un análisis estático, requiere establecer valores de periodo efectivo, considerar la envolvente de coeficientes de estabilidad asociados a la estructura, y la consideración del comportamiento histerético de la estructura. A partir de esto, es posible obtener recomendaciones de diseño que van más allá de reglas que permitan establecer la resistencia lateral de diseño en la estructura. Por ejemplo, ha sido posible establecer que cuando las estructuras desarrollan mecanismos plásticos deseables (por ejemplo, mecanismo viga débil-columna fuerte en marcos momento-resistentes), es muy poco probable que las estructuras desarrollen inestabilidad lateral.

En cuanto a las propiedades de la excitación sísmica, la estimación de la ordenada espectral de colapso comúnmente requiere tomar en cuenta parámetros como la aceleración, velocidad y desplazamiento máximos del terreno. En algunas ocasiones, como es el caso de estructuras con comportamiento elasto-plástico perfecto, es necesario considerar explícitamente la duración efectiva de la excitación sísmica.

3.6 SOBRRRESISTENCIA REQUERIDA PARA SEGURIDAD ESTRUCTURAL

Los factores que principalmente afectan el margen de seguridad contra la inestabilidad dinámica son la forma del mecanismo de colapso y la resistencia lateral esperada en la estructura. En este sentido, el satisfacer requisitos de resistencia mínima de diseño y de restricciones a la distorsión elástica planteadas dentro de la normatividad actual puede no ser suficiente para garantizar márgenes adecuados de seguridad. Al respecto, se ha observado que la efectividad de imponer límites al desplazamiento lateral como control indirecto de la inestabilidad dinámica resulta en márgenes de seguridad que varían en función del periodo inicial de la estructura sismorresistente.

En general, los sistemas que exhiben comportamiento elasto-plástico perfecto requieren de mayor resistencia lateral, respecto a la requerida por sistemas degradantes, para evitar que ocurra la inestabilidad global. Para un edificio particular, es posible controlar indirectamente la inestabilidad inelástica a través de determinar la resistencia lateral última que se espera en la estructura. Esto implica el uso transparente de conceptos tales como cortante basal de diseño, factor de sobrerresistencia, coeficiente de estabilidad y ordenada espectral de colapso. Como se sugirió antes, dado que el margen de seguridad de una estructura diseñada conforme a los códigos actuales depende de su periodo inicial, un diseño contra los efectos detrimentales de las cargas gravitacionales debe considerar, explícita o implícitamente, el valor de esta propiedad dinámica.

En resumen, el diseño racional contra el efecto detrimental de las cargas gravitacionales requiere de una estimación razonable de la resistencia esperada en la estructura, y un entendimiento claro del mecanismo de colapso que controla la respuesta dinámica de la estructura. Dentro de este contexto, es importante fomentar el uso de conceptos de diseño por capacidad, lo cual garantiza la aparición de mecanismos estables que no sean susceptibles a inestabilidad. Aunque es preciso profundizar en el tema, las investigaciones actuales sugieren que se puede llevar a cabo una verificación explícita del margen de seguridad contra inestabilidad dinámica mediante procedimientos simplificados, y obtener factores de sobrediseño confiables que garanticen un buen desempeño estructural.

4. SIMULACIÓN EN SISTEMAS SIMPLES

4.1 ANTECEDENTES

Antes de llevar a cabo una simulación, es preciso definir las características de las excitaciones sísmicas y las características mecánicas de las estructuras sismorresistentes que de alguna manera tienen una influencia importante en el fenómeno que se estudia. En el caso particular de la respuesta dinámica de las estructuras con asimetría en fluencia, Terán y Arroyo (2002) encontraron que las propiedades estructurales que tienen mayor influencia son el periodo natural (T), la demanda máxima de ductilidad ($\mu_{\delta máx}$), el comportamiento histerético y el nivel de asimetría (θ). La interacción suelo-estructura no se consideró en el estudio. Por tanto, un estudio del efecto combinado de asimetría en fluencia y de cargas gravitacionales debe tomar en cuenta estas variables. En cuanto a las propiedades de la excitación sísmica que influyen dicha respuesta puede mencionarse que la asimetría en fluencia tiende a tener mayores efectos detrimentales para el caso de excitaciones generadas en suelos blandos, caracterizadas por una banda angosta de frecuencias y larga duración.

En cuanto a las propiedades estructurales y de la excitación sísmica que deben considerarse para el estudio de sistemas con asimetría en fluencia vale la pena precisar lo siguiente: A) Es conveniente considerar el periodo de la estructura en relación con el periodo dominante de la excitación, B) El nivel de asimetría de estructuras con desplome debe considerar simultáneamente el ángulo de desplome y la resistencia lateral de la estructura (ver Capítulo 1 para una explicación detallada de esto), C) En este estudio se introduce la consideración explícita del efecto $P-\Delta$ a través de la relación existente entre la pendiente post-fluencia y la pendiente elástica de la estructura.

4.2 DESCRIPCIÓN DE LOS SISTEMAS UTILIZADOS

Para poder entender el comportamiento global de las estructuras sismorresistentes es necesario representarlas por medio de sistemas simples, fáciles de modelar y cuyos resultados puedan ser interpretados en términos de sus propiedades estructurales y de las propiedades de la excitación sísmica. Por tal motivo, el estudio de los efectos combinados de la asimetría en fluencia y de las cargas gravitacionales se llevó a cabo a través del uso de sistemas de un grado de libertad (1GL).

Para obtener los resultados que aquí se reportan se utilizó el programa BISPEC (Hachem M. 1999), el cual tiene la capacidad de analizar la respuesta de sistemas con comportamiento elasto-plástico perfecto (EPP) y con degradación de rigidez. La *figura 4.1* muestra la historia fuerza-desplazamiento lateral correspondiente a sistemas que exhiben degradación de rigidez y resistencia arrojada por el BISPEC.

Se estudió la influencia del comportamiento histerético en la respuesta de sistemas de 1GL con y sin asimetría en fluencia con diferente valor del coeficiente de estabilidad. Se utilizó con este fin el acelerograma registrado durante los eventos de 1985 en la Secretaría de

Comunicaciones y Transportes, particularmente la componente este-oeste. El periodo dominante de esta excitación sísmica (T_g) es de dos segundos.

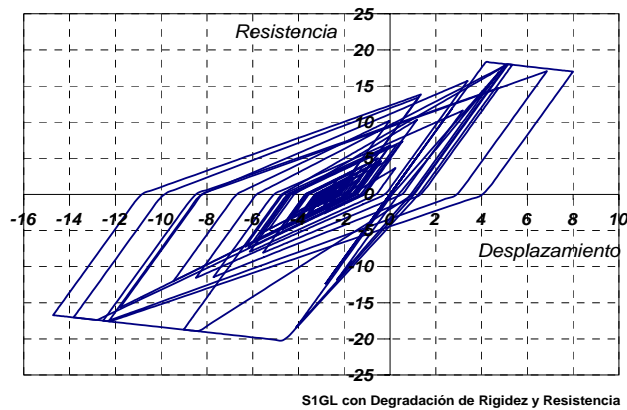


Figura 4.1 Comportamiento histerético con degradación de rigidez considerado por BISPEC.

La resistencia lateral de los sistemas de 1GL se caracterizó mediante su coeficiente sísmico de fluencia (C_y). Los valores utilizados para C_y fueron de 0.05, 0.1, 0.2, 0.3 y 0.4. Al respecto y si se considera que la sobrerresistencia de las estructuras diseñadas en la Zona del Lago es cercana a dos, de acuerdo a las NTCDS-Apéndice A, valores de C_y de 0.2 y 0.4 corresponderían al coeficiente sísmico esperado de estructuras diseñadas conforme a las NTCDS con Q de 4 y 2, respectivamente. En este sentido, el valor del coeficiente C_y de 0.1 según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo corresponde a una resistencia lateral menor que la que se esperaría en una estructura real ubicada en la Zona del Lago y en el rango de periodos bajo consideración en esta tesis. Note que el estudio realizado aquí no es general, sino que se enfoca a la respuesta de estructuras ubicadas en la Zona del Lago del D.F.

En cuanto al periodo T se consideraron valores de 1.0, 2.0 y 3.0 segundos (que corresponden a valores de T/T_g de 0.5, 1.0 y 1.5, respectivamente). En cuanto al grado de asimetría se consideraron valores de θ de 0.01, 0.05, 0.1 y 0.25. Al respecto, es importante mencionar que en una estructura con desplome, un θ de 0.05 podría considerarse como un valor límite en cuanto a la asimetría tolerable, Iglesias et al. (1988) recomiendan que la inclinación en un edificio no debe exceder de $1/100=0.01$. Considerando que la menor resistencia lateral para una estructura según las NTCDS en su Apéndice A sería para un valor del coeficiente sísmico $C_y=0.2$ ($Q=4$) y además, la expresión propuesta por Arroyo y Terán para evaluar la asimetría en función de la inclinación inicial y del coeficiente c , se tiene:

$$\theta = \frac{\alpha}{c} = \frac{0.01}{0.2} = 0.05 \quad (4.1)$$

En cuanto a la cuantificación de la severidad de los efectos $P-\Delta$, la figura 4.2 muestra valores del cociente entre la pendiente post-elástica y la pendiente elástica (θ^*) que según Bernal

(1992) caracterizan el efecto de las cargas gravitacionales en las estructuras sismorresistentes en función de su periodo fundamental de vibración. $\theta^*_{m\acute{a}x}$ corresponde a estructuras cuyas irregularidades estructurales en altura fomentan la formación de pisos suaves que resultan en que los efectos $P-\Delta$ sean muy severos. θ^*_{min} corresponde a estructuras bien concebidas desde un punto de vista estructural de tal manera que el comportamiento plástico se distribuye en varios de sus pisos. θ^*_{min} esta asociado a estados intermedios de regularidad estructural en altura.

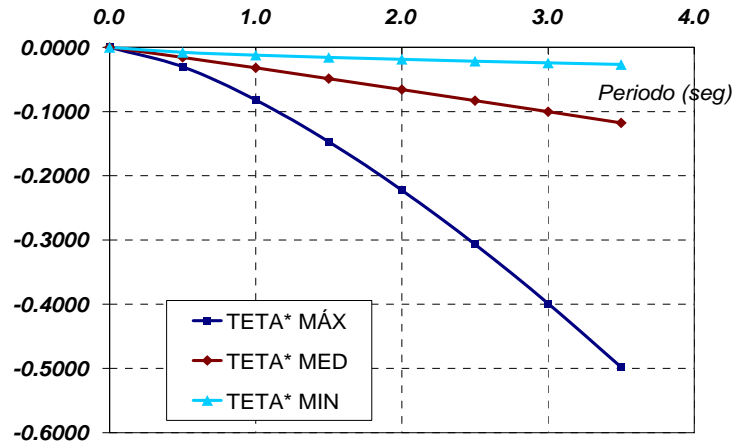


Figura 4.2 Coeficientes $\theta^*_{m\acute{a}x}$, θ^*_{med} y θ^*_{min} utilizados para cuantificar la influencia de los efectos de segundo orden en S1GL.

En esta tesis se consideró que los efectos de segundo orden ($P-\Delta$) se pueden plantear mediante una relación entre θ^* y λ . Donde θ^* queda definida como el cociente de la rigidez geométrica en la post-fluencia (K_g) dividida entre la rigidez elástica (K_0), (Sordo E. 1994, Sordo E. y Bernal D. 1993), y λ es el coeficiente de estabilidad que evalúa la pendiente post-elástica (ver capítulo 2), por tanto:

$$\theta^* = \frac{K_g}{K_0} = \frac{\lambda K_0}{K_0(1-\lambda)} = \frac{\lambda}{1-\lambda} \quad (4.2)$$

El término $K_g = \lambda K_0$ es la rigidez geométrica en la post-fluencia, mientras que $K_0 = K_0(1-\lambda)$ es la rigidez elástica, ambas incluyendo el efecto $P-\Delta$. Despejando a λ de la ecuación 4.2, se obtiene:

$$\lambda = \frac{\theta^*}{1+\theta^*} \quad (4.3)$$

Note de la *figura 4.2* que para un T de 2 segundos (igual que T_g) le corresponde un valor de $\theta^*_{m\acute{a}x} = -0.223$. Por tanto, sustituyendo esa cantidad en la ecuación 4.3:

$$\lambda = \frac{-0.223}{1+(-0.223)} = -0.287 \quad (4.4)$$

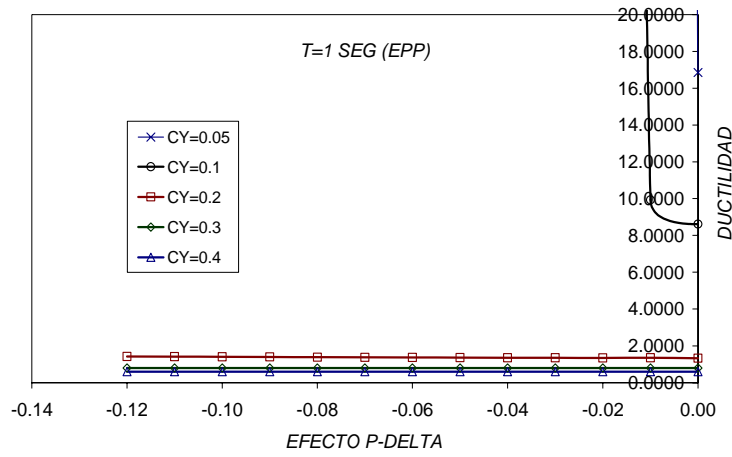
El valor de la pendiente post-elástica de la ecuación 4.4 resulta muy grande e irreal para una estructura común. En el estudio que aquí se reporta se consideraron valores de λ que van desde cero (sin efectos de carga gravitacional) hasta -0.12 . Si estos valores se comparan con los mostrados en la *figura 4.2*, puede concluirse que para estructuras con periodo menor que 1.5 segundos, el rango 0 a -0.12 abarca el rango completo de valores posibles para θ^* , por ejemplo, $\lambda = -0.12$ implica $\theta^* = -0.11$ dentro del contexto de la ecuación 4.2. En el caso de estructuras con periodos mayores a 1.5 segundos, el rango 0 a -0.12 no cubre los valores de $\theta^*_{m\acute{a}x}$. Por ejemplo, $\theta^*_{m\acute{a}x}$ exhibe un valor cercano a -0.4 para T de 3 segundos, valor que se aleja considerablemente del rango de valores de λ bajo consideración.

4.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS

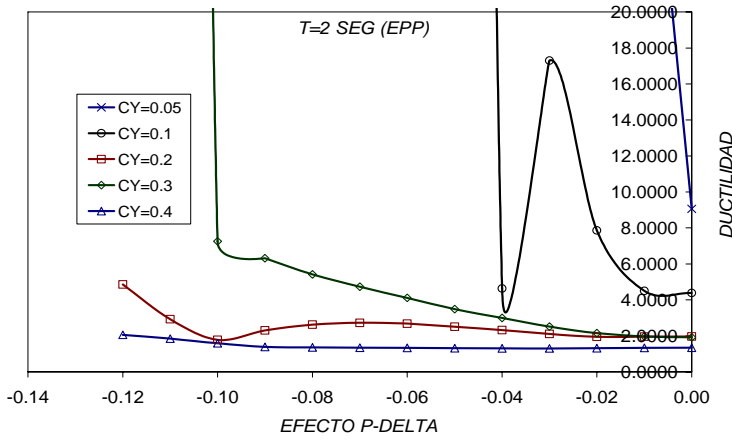
La *figura 4.3* muestra resultados obtenidos de sistemas de 1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto. El eje de las abscisas de las gráficas que se presentan corresponde al coeficiente de estabilidad λ (efecto $P-\Delta$) y el eje de las ordenadas corresponde a la demanda máxima de ductilidad. A partir de los resultados mostrados en la *figura 4.3a*, obtenidos para sistemas con T de 1 segundo, puede observarse que para sistemas con periodo menor al periodo dominante de la excitación ($T/T_g < 1$) y resistencias realistas, los efectos $P-\Delta$ no tienen un efecto significativo. De hecho, las demandas de ductilidad de los sistemas con C_y de 0.2 , 0.3 y 0.4 fueron menores que dos. En cuanto a los sistemas con C_y de 0.1 , puede verse que la demanda de ductilidad para el sistema con λ de cero es alta (cercana a 9), y que debido a esto, los efectos $P-\Delta$ tienen un efecto significativo.

En el caso de sistemas con T de 2 segundos (*figura 4.3b*), es posible ver una influencia significativa de los efectos $P-\Delta$ en las demandas de ductilidad de sistemas con C_y de 0.2 y 0.3 . Es interesante notar como sistemas con una resistencia lateral alta (C_y de 0.3) llegan a presentar inestabilidad lateral para λ de -0.10 . Los resultados de la gráfica muestran que sistemas de 1GL con T cercano al periodo fundamental del suelo son más susceptibles a la influencia negativa de los efectos $P-\Delta$.

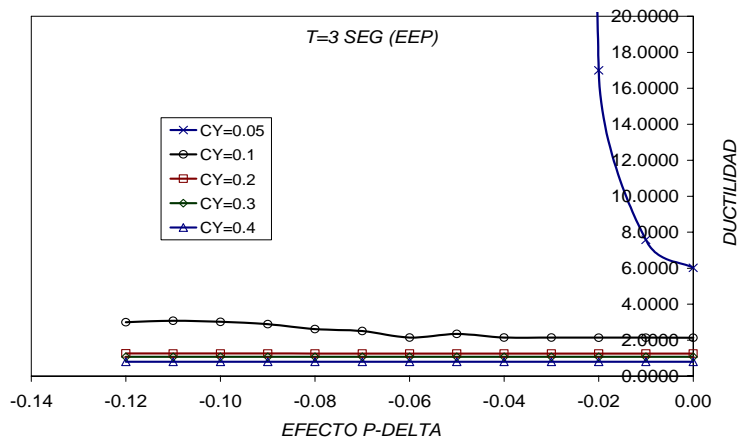
Para sistemas con T de 3 segundos (*figura 4.3c*), puede verse que los efectos $P-\Delta$ tienen poca influencia en la demanda de ductilidad de los sistemas de 1GL considerados en este estudio. Se observa que una vez más, conforme el valor de T se aleja del periodo fundamental del suelo, los efectos $P-\Delta$ tienden a perder importancia.



a)



b)



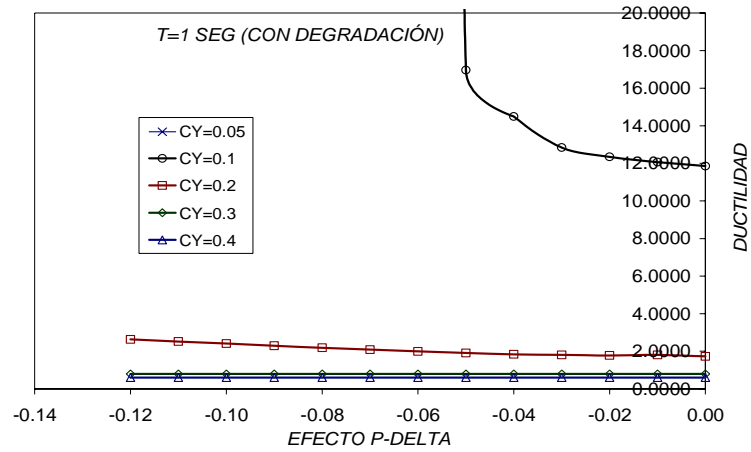
c)

Figura 4.3 Sistemas EPP sin Asimetría en Fluencia. a) T=1 seg. b) T=2 seg. c) T=3 seg.

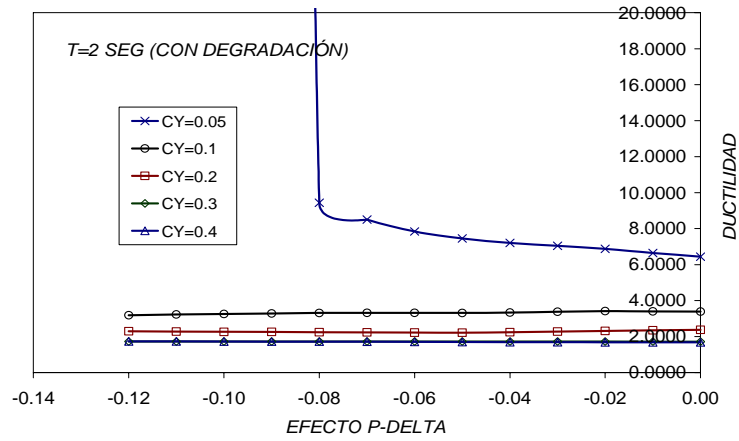
La *figura 4.4* muestra resultados obtenidos de sistemas de 1GL con degradación de rigidez. La comparación de las *figuras 4.3a* y *4.4a* permite ver que aunque los sistemas con degradación de rigidez y T de 1 segundo exhiben mayores demandas de ductilidad, dichos sistemas no parecen ser especialmente susceptibles a los efectos $P-\Delta$. Vale la pena mencionar que los resultados de varios investigadores sugieren que en suelo blando, efectivamente las demandas de comportamiento plástico en sistemas degradantes son mayores, para T menor que el periodo fundamental del suelo, que las correspondientes a sistemas elasto-plástico perfectos (Ruiz y Rosas 1990, Terán y Espinosa 2003).

En cuanto a sistemas con T de 2 segundos (comparar *figuras 4.3b* y *4.4b*), es posible decir que el comportamiento de sistemas con degradación de rigidez es bastante más estable con respecto a los sistemas con comportamiento elasto-plástico perfecto y efectos $P-\Delta$ para el caso en que T este muy cercano al periodo fundamental del suelo. De hecho, los sistemas con degradación de rigidez no parecen ser susceptibles a un cambio en el valor de λ . Es importante hacer notar que aunque las demandas de ductilidad en los sistemas degradantes tienden a ser menores que las observadas en sistemas elasto-plásticos (hecho que es consistente con las observaciones hechas por Terán y Espinosa 2003), los resultados obtenidos indican claramente que los efectos $P-\Delta$ no son un problema para sistemas con degradación de rigidez.

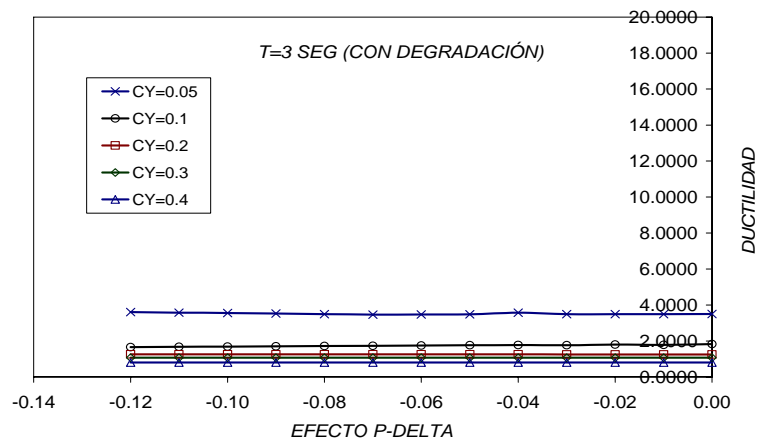
La *figura 4.4c* confirma el hecho, ahora para T mayor al periodo fundamental del suelo, de que la respuesta dinámica de los sistemas que exhiben degradación de rigidez no tiende a ser susceptible a los efectos $P-\Delta$.



a)



b)



c)

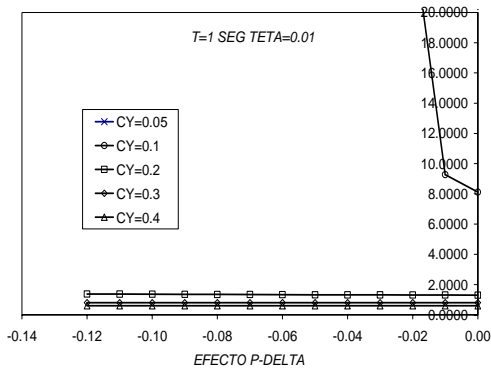
Figura 4.4 Sistemas Degradantes sin Asimetría en Fluencia. a) T=1 seg. b) T=2 seg. c) T=3 seg.

Las *figuras 4.5 a 4.7* muestran resultados obtenidos de sistemas de 1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto y asimetría en fluencia. En cuanto a la resistencia que se asignó a los sistemas asimétricos se tiene lo siguiente: 1) La resistencia hacia el lado fuerte de la estructura se estableció a partir de amplificar el coeficiente sísmico C_y de la estructura simétrica por el valor de $(1 + \theta) C_y$; y 2) En el caso del lado débil, la resistencia se estableció como $(1 - \theta) C_y$. Para cada nivel de asimetría se llevaron a cabo dos análisis (para considerar que la asimetría puede ocurrir indistintamente en dos sentidos), y las demandas de ductilidad que se reportan en las figuras corresponden a la mayor obtenida a partir de ambos análisis.

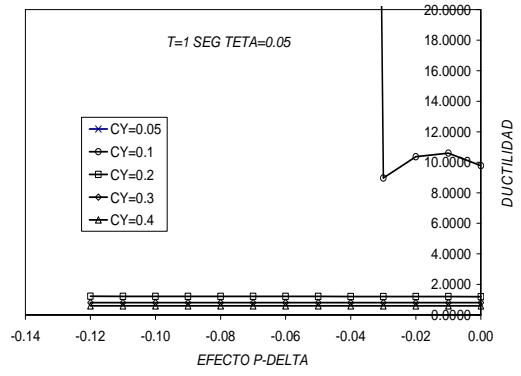
En cuanto a sistemas de 1GL con T de 1 segundo, los resultados mostrados en la *figura 4.5* para valores realistas de θ (menores o iguales que 0.05) son muy similares a los que se muestran en la *figura 4.3a* para sistemas sin asimetría en fluencia. Puede concluirse que el efecto de la asimetría no añade más problemas al efecto de las cargas gravitacionales. Al incrementarse el nivel de asimetría hasta θ de 0.25 puede observarse que se llegan a inestabilizar los sistemas con resistencia hasta de C_y de 0.2 . Los resultados sugieren que para sistemas con T menor al periodo fundamental del suelo, el efecto combinado de la asimetría en fluencia y de las cargas gravitacionales no requiere de un mayor nivel de diseño que el implicado por la presencia exclusiva de asimetría en fluencia. Solo en estructuras con resistencia muy baja o en estructuras con asimetría irrealmente alta es que la consideración explícita del efecto de las cargas gravitacionales haría una diferencia.

La *figura 4.6* muestra que para el caso de sistemas de 1GL con T de 2 segundos, esto es, con un valor de T similar al periodo fundamental del suelo, el efecto desestabilizador de la carga gravitacional es considerablemente mayor que el mostrado en la *figura 4.3b*. De hecho, la *figura 4.6* muestra que aún para valores realistas de asimetría en fluencia ($\theta = 0.05$) es posible observar la inestabilidad lateral de sistemas con C_y de 0.2 para valores moderados de λ (esto es, del orden de -0.04). Note que los sistemas con C_y de 0.4 ($Q = 2$) no presentan problemas de inestabilidad lateral. Puede concluirse que en el caso de las estructuras dúctiles ubicadas en la Zona del Lago del D.F., con T cercano al periodo fundamental del suelo y comportamiento elasto-plástico perfecto, el diseño de estructuras con asimetría en fluencia debe considerar explícitamente el efecto de las cargas gravitacionales. Lo anterior implica un nivel de resistencia mayor al que actualmente sugieren las investigaciones hechas para proponer expresiones para el diseño de estructuras asimétricas.

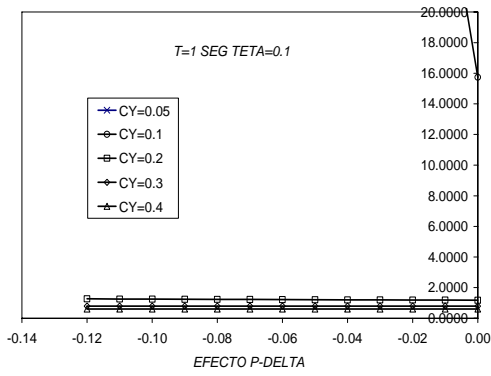
La *figura 4.7*, muestra que para el caso de sistemas de 1GL con T de 3 segundos, esto es, con un valor de T mayor al periodo fundamental del suelo, el efecto desestabilizador de la carga gravitacional no sería un problema para estructuras con $C_y \geq 0.2$ y $\theta \leq 0.05$, lo que abarca rangos realistas de resistencia lateral esperada y asimetría, respectivamente. Solo en el caso de sistemas con valores bajos de C_y o valores demasiado altos de θ es que la presencia de carga gravitacional tiende a desestabilizar los sistemas de 1GL.



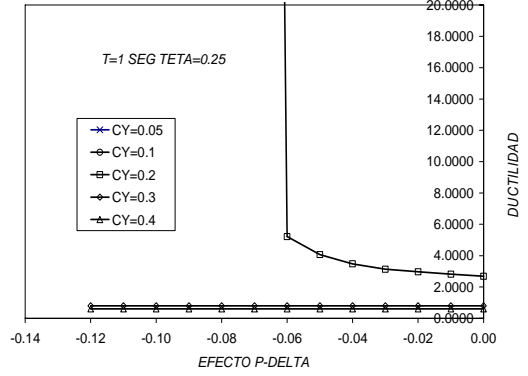
a) $\theta=0.01$



b) $\theta=0.05$

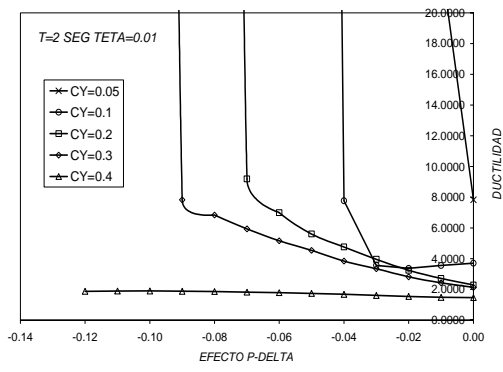


c) $\theta=0.10$

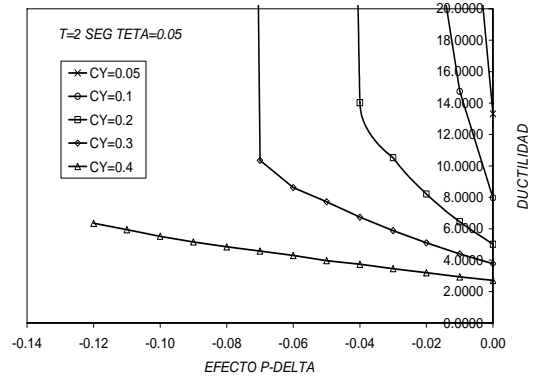


d) $\theta=0.25$

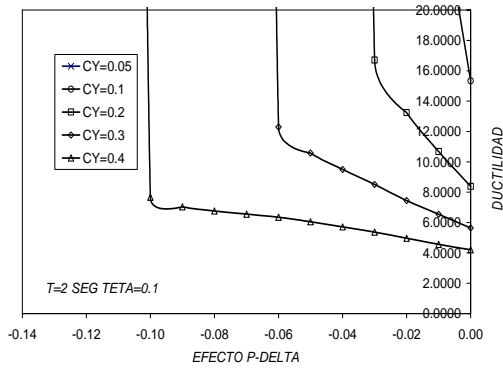
Figura 4.5 Sistemas EPP con Asimetría en Fluencia y T=1 seg.



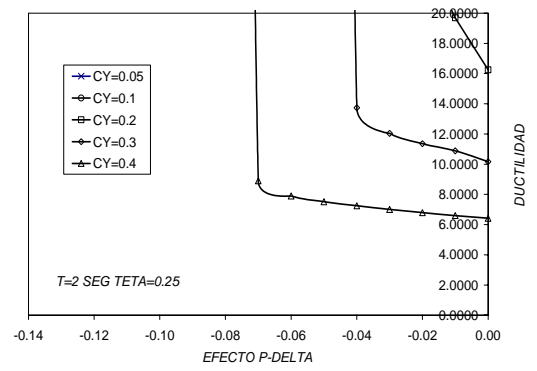
a) $\theta=0.01$



b) $\theta=0.05$

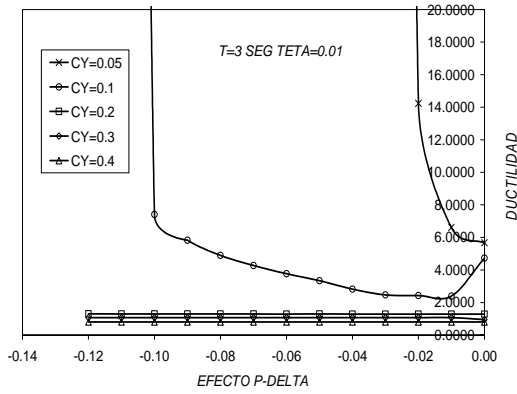


c) $\theta=0.10$

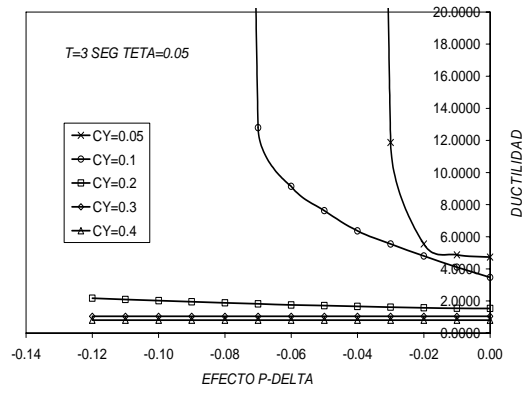


d) $\theta=0.25$

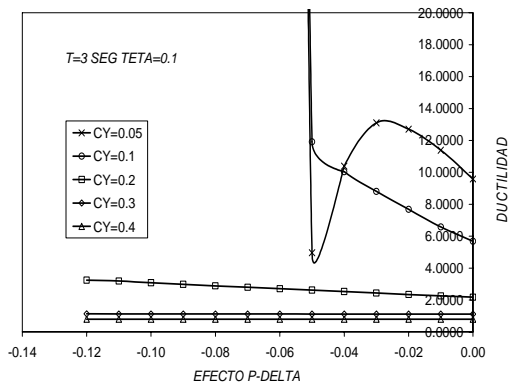
Figura 4.6 Sistemas EPP con Asimetría en Fluencia y T=2 seg.



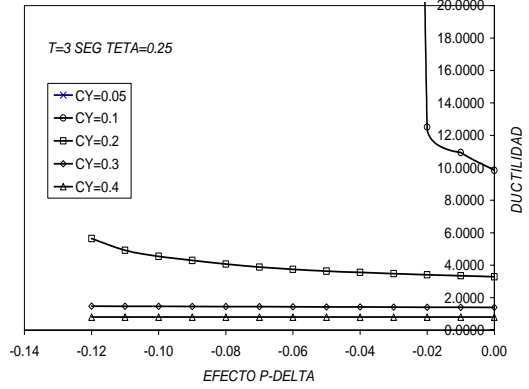
a) $\theta=0.01$



b) $\theta=0.05$



c) $\theta=0.10$



d) $\theta=0.25$

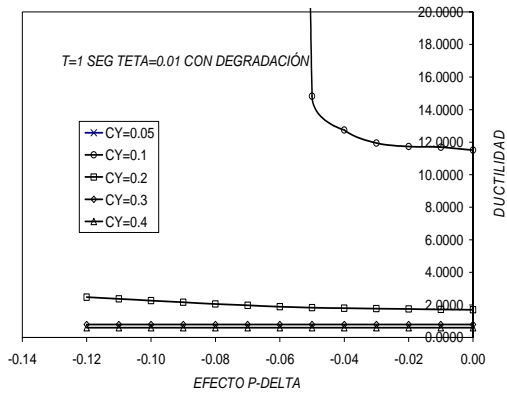
Figura 4.7 Sistemas EPP con Asimetría en Fluencia y T=3 seg.

Las *figuras 4.8 a 4.10* muestran resultados obtenidos de sistemas de 1GL con comportamiento que exhibe degradación de rigidez y asimetría en fluencia. Puede concluirse que los efectos $P-\Delta$ en los sistemas con degradación de rigidez tienden a ser mucho menores que los observados en los sistemas con comportamiento elasto-plástico perfecto, de tal manera que para rangos realistas de resistencia y asimetría en fluencia ($C_y \geq 0.2$ y $\theta \leq 0.05$, respectivamente), la presencia de carga gravitacional no parece tener un efecto significativo en las demandas de los sistemas de 1GL con degradación de rigidez. Puede decirse que la consideración simultánea de los efectos de la carga gravitacional y de la asimetría en fluencia sólo parece importante para sistemas con baja resistencia, y esto es particularmente cierto para el caso en que T vale un segundo (T menor al periodo fundamental del suelo).

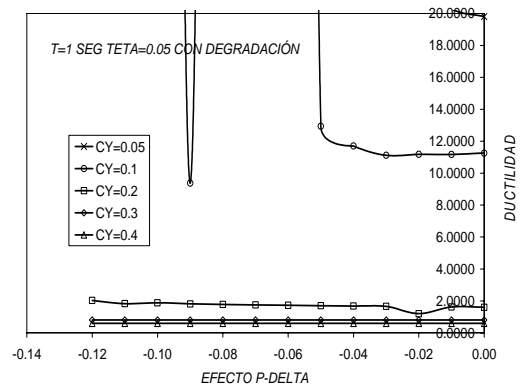
A partir de los resultados mostrados en este capítulo, puede concluirse que los efectos de las cargas gravitacionales no resultan detrimentales a la respuesta dinámica de estructuras asimétricas degradantes que tengan resistencia lateral cercana a la esperada si se les diseña conforme a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. La excepción a esta observación resultaría del caso de estructuras con resistencia por debajo de la esperada para una estructura diseñada para Q de 4 o en el caso en que la asimetría en fluencia sea muy grande ($\theta > 0.05$).

En cuanto a estructuras asimétricas con comportamiento elasto-plástico, los resultados obtenidos sugieren que la resistencia lateral de diseño para estructuras con valores intermedios o máximos de θ^* y valores de T cercanos al periodo dominante del suelo debe ser mayor que para aquellas estructuras con las mismas características pero sin efectos $P-\Delta$. Dentro de este contexto, es importante aclarar que las estructuras sismorresistentes suelen exhibir un diagrama fuerza lateral-desplazamiento lateral con pendiente post-elástica positiva que tiende a contrarrestar el efecto de la carga gravitacional, de tal manera que ésta pendiente post-elástica tiende a ser cercana o mayor que cero (lo que implicaría un valor de λ igual o mayor que cero). Por ejemplo, Terán et al. (2000) observan que la pendiente post-elástica en la resistencia lateral de marcos dúctiles de concreto reforzado con asimetría en fluencia es muy cercana a cero dentro del rango de desplazamientos laterales en el que se espera trabajen cuando se les sujeta a una excitación sísmica de diseño.

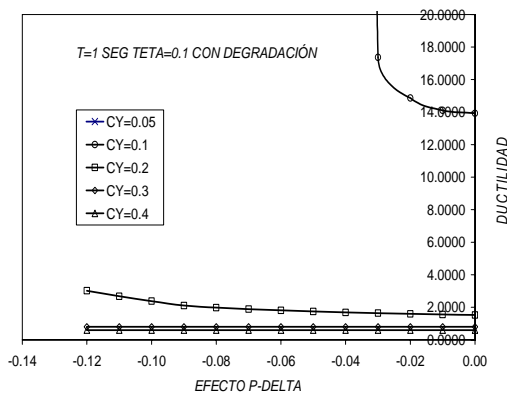
Puede concluirse que sólo en el caso de estructuras con periodo fundamental de vibración similar al del terreno, con comportamiento elasto-plástico y que exhiban irregularidades de estructuración en altura, se requeriría modificar las expresiones propuestas para el diseño de la resistencia lateral de estructuras con asimetría en fluencia para que tomen de manera explícita los efectos $P-\Delta$.



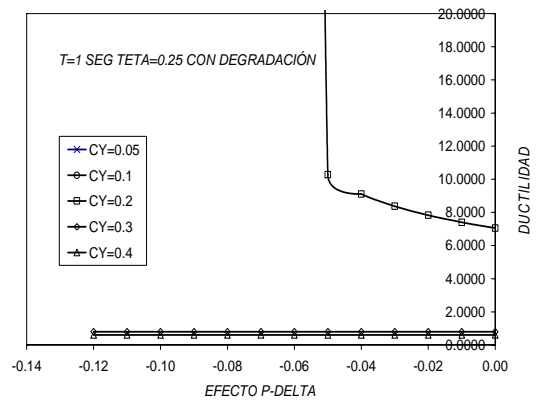
a) $\theta=0.01$



b) $\theta=0.05$

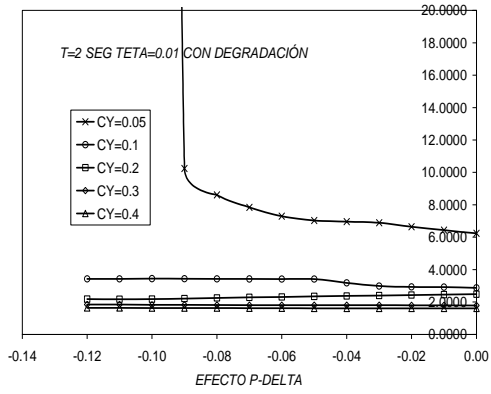


c) $\theta=0.10$

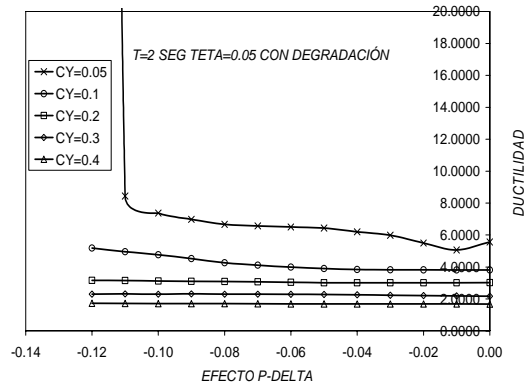


d) $\theta=0.25$

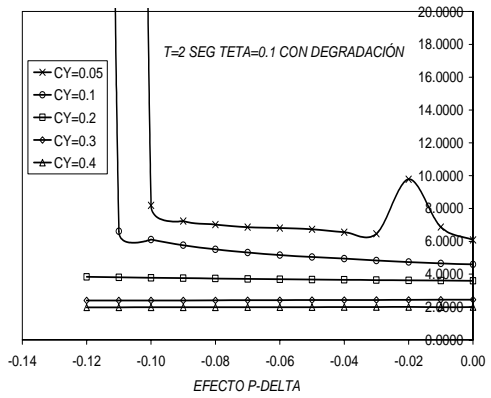
Figura 4.8 Sistemas Degradantes con Asimetría en Fluencia y T=1 seg.



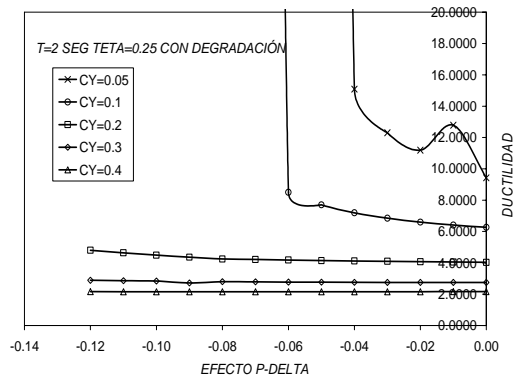
a) $\theta=0.01$



b) $\theta=0.05$

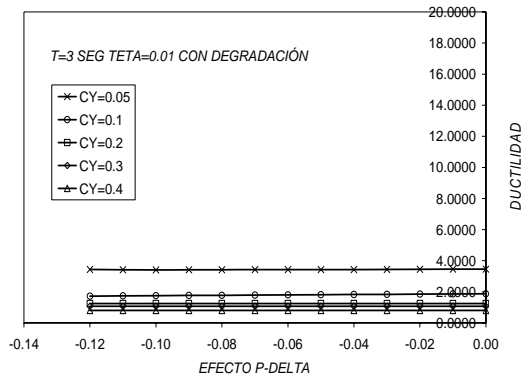


c) $\theta=0.10$

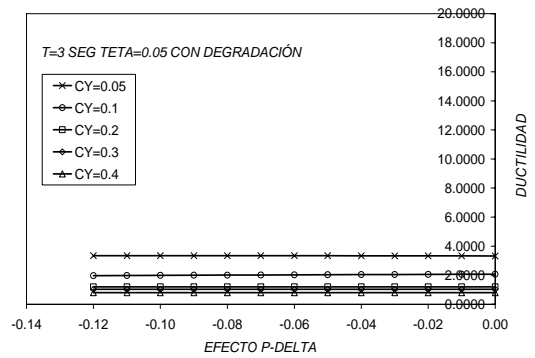


d) $\theta=0.25$

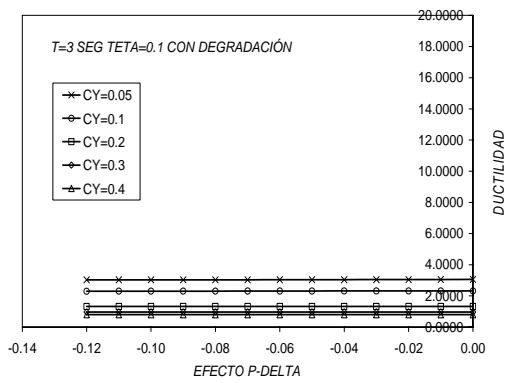
Figura 4.9 Sistemas Degradantes con Asimetría en Fluencia y T=2 seg.



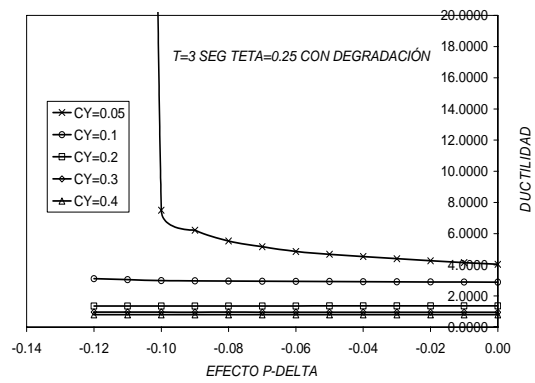
a) $\theta=0.01$



b) $\theta=0.05$



c) $\theta=0.10$



d) $\theta=0.25$

Figura 4.10 Sistemas Degradantes con Asimetría en Fluencia y T=3 seg.

5. DISEÑO DE EDIFICIOS CON ASIMETRÍA EN FLUENCIA

5.1 EFECTO DE UN DESPLOME EN LA RESISTENCIA DE UNA ESTRUCTURA

La respuesta sísmica de una edificación con asimetría en fluencia puede entenderse a partir de considerar de manera sistemática algunas de las características de la estructura y de los movimientos del terreno a la cual estará sometida. Dentro de este contexto, es importante cuantificar correctamente el grado de asimetría en la estructura para poder suministrar de manera adecuada la resistencia lateral que le permita contrarrestar el efecto detrimental de la asimetría. En caso de edificaciones que exhiben una inclinación de importancia, la asimetría en fluencia debe cuantificarse conforme a $\theta = \alpha / c$ (Terán et al. 2001), donde α es la inclinación del edificio y c es el coeficiente sísmico esperado en la edificación.

El efecto de una inclinación inicial en la resistencia de una estructura es más desfavorable conforme aumenta esa inclinación, ya que induce a una posible volcadura en la dirección débil de la estructura; es decir, en la dirección de dicha inclinación. En el Capítulo 1 se indicó (*figura 1.1*), que la resistencia lateral de una estructura con asimetría en fluencia puede estimarse conforme a lo siguiente:

$$V_y^+ = (c - \alpha)W \quad (5.1)$$

$$V_y^- = (c + \alpha)W \quad (5.2)$$

donde V_y^+ y V_y^- son los cortantes basales de fluencia del sistema en dirección de la inclinación inicial y en el sentido contrario a ella, respectivamente, c es el coeficiente sísmico de la estructura sin inclinación y W es su peso reactivo. Las ecuaciones 5.1 y 5.2 pueden expresarse en términos de θ conforme a lo siguiente:

$$V_y^+ = (1 - \theta)V_y \quad (5.3)$$

$$V_y^- = (1 + \theta)V_y \quad (5.4)$$

donde $V_y = cW$ es el cortante basal de la estructura sin desplome.

A partir de las ecuaciones 5.1 y 5.2, puede establecerse que un misma inclinación inicial tiene consecuencias diferentes según la resistencia lateral de la estructura. Particularmente, un valor dado de α produce menor nivel de asimetría conforme el valor de c asociado a la estructura se incrementa. Pudiera decirse entonces que mientras que valores de α que sean relativamente grandes con respecto al valor de c implicaría un nivel alto de asimetría en fluencia, valores de α mucho menores que c tendrían poco impacto en la respuesta dinámica de la estructura.

5.2 CORTANTE BASAL DE DISEÑO DE LOS EDIFICIOS BAJO CONSIDERACIÓN

En este capítulo se hacen consideraciones para el diseño de la resistencia lateral de dos versiones del mismo edificio. Las características mecánicas del edificio bajo estudio y las excitaciones sísmicas seleccionadas para revisar su desempeño estructural se basan en que la asimetría en fluencia es particularmente perjudicial para sistemas que:

- 1) Exhiben comportamiento elasto-plástico
- 2) Tienen baja resistencia lateral
- 3) Poseen un periodo fundamental de vibración similar al periodo dominante del terreno
- 4) Se ubican en zonas de terreno blando.

Conforme a lo anterior, se decidió ubicar la estructura en estudio en la Zona del Lago del D.F., en un sitio con periodo dominante de 2 segundos; estructurarla con base en marcos dúctiles de concreto reforzado ($Q = 4$), lo que corresponde a la menor resistencia lateral posible para dicha estructura; y asignarle 15 pisos, de tal manera que su T sea similar al periodo dominante del terreno. Cabe aclarar que aunque las estructuras de concreto reforzado exhiben comportamiento histerético degradante, en esta tesis se modelará el comportamiento del edificio bajo consideración como elasto-plástico.

Las dos versiones del edificio corresponden a lo siguiente:

- 1) La primera versión del edificio corresponde al edificio sin asimetría en fluencia.
- 2) La segunda versión del edificio corresponde a un edificio con la misma geometría y sistema estructural, pero que exhibe asimetría en fluencia producto de una inclinación.

A través de la comparación del desempeño sísmico de ambos edificios se pretende establecer la pertinencia de utilizar las expresiones derivadas por Terán y Arroyo (2002) a partir de sistemas de un grado de libertad (1GL) para el diseño de estructuras asimétricas. Acorde a estos investigadores, la resistencia lateral de una estructura con asimetría en fluencia ubicada en la Zona del Lago del D.F. y con comportamiento elasto-plástico perfecto debe amplificarse conforme a lo siguiente:

$$A = \frac{\beta(T/T_g)^\alpha}{c + \left| \frac{T}{T_g} - 1 \right|} + (1 + \theta) \quad (5.5)$$

donde $\beta = \theta(1.7-2.9\theta)$, $\alpha = 0.6$ y $c = 0.2$.

La versión actual de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo establece que dicha amplificación debe establecerse como:

$$A = 1 + 5Q\alpha \quad (5.6)$$

donde Q es el factor de comportamiento sísmico y α el desplome de la construcción dividido entre la altura total de la edificación. Note que la ecuación 5.6 es independiente del valor de T , y que la resistencia lateral de la estructura se toma de manera indirecta a partir del factor Q .

Conceptualmente, amplificar la resistencia lateral de la estructura mediante el factor A dado por las ecuaciones 5.5 o 5.6 debe resultar en que la estructura con asimetría en fluencia tenga un desempeño sísmico similar al que exhibiría una estructura sin asimetría.

Para el diseño de la segunda versión del edificio, se consideró una asimetría en fluencia caracterizada por θ de 0.05, valor que se considera como el máximo aceptable en cuanto a nivel de asimetría. Si se considera que $\theta = \alpha / c$, entonces el ángulo de inclinación que debe asignarse a la segunda versión del edificio es $\alpha = \theta c$, donde c es el coeficiente sísmico esperado en la edificación. Al respecto, el uso del Apéndice A durante el diseño de las dos versiones del edificio implica lo siguiente para un terreno con T_s de 2 segundos:

- 1) Un edificio de 15 pisos debe tener un periodo fundamental esperado de entre 1.5 y 2.0 segundos.
- 2) Este rango de valores de periodo fundamental de vibración cae en la meseta del espectro de diseño para el terreno bajo consideración.
- 3) La ordenada elástica correspondiente a la meseta es de 1.2.
- 4) El factor de reducción en la meseta es, para este rango de periodos, igual a $k = 0.35$ para el terreno bajo consideración:

$$Q' = 1 + (Q - 1)\sqrt{1/k} = 1 + (4 - 1)\sqrt{1/0.35} = 6 \quad (5.7)$$

- 5) El coeficiente sísmico esperado de diseño es:

$$c = \frac{1.2}{6} = 0.2 \quad (5.8)$$

Note que el coeficiente sísmico dado por la ecuación 5.8 es el esperado para una estructura sin asimetría en fluencia. Conforme al Apéndice A, el coeficiente sísmico de diseño se obtiene al reducir el coeficiente sísmico esperado entre un factor de sobrerresistencia.

Suponiendo que el edificio de 15 pisos tenga un periodo de 1.75 segundos, el coeficiente sísmico esperado para la segunda versión del edificio (la que exhibe asimetría en fluencia) puede obtenerse a partir de las ecuaciones 5.5 y 5.8:

$$c^* = Ac = \left[\frac{0.05(1.7 - 2.9 \times 0.05) \left(\frac{1.75}{2} \right)^2}{0.2 + \left| \frac{1.75}{2} - 1 \right|} + (1 + 0.05) \right] \times 0.2 = 1.27 \times 0.2 = 0.25 \quad (5.9)$$

De lo anterior, puede concluirse que la inclinación inicial asociada a la segunda versión del edificio esta dada por $\alpha = \theta c^* = 0.05 \times 0.25 = 0.0125$. Según Iglesias et al. (1988) una inclinación mayor que 0.01 implica la necesidad de intervenir la estructura, lo que indica de la severidad de la inclinación considerada para el diseño de la segunda versión del edificio.

Sólo como referencia, el coeficiente sísmico esperado según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para la segunda versión del edificio puede determinarse a partir de las ecuaciones 5.6 y 5.8:

$$c^* = Ac = 1 + 5(4)(.0125) \times 0.2 = 1.25 \times 0.2 = 0.25 \tag{5.10}$$

Note que para el caso bajo estudio, las ecuaciones 5.9 y 5.10 arrojan valores muy similares del coeficiente sísmico.

5.3 GEOMETRÍA DE LOS EDIFICIOS

El diseño de ambas versiones del edificio se basó en el uso de análisis dinámicos (modal espectral), los cuales se llevaron a cabo con el programa SAP 2000 (Berkeley, 2000). El espectro de diseño se definió acorde al Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, particularmente para un sitio con periodo dominante del terreno de 2 segundos y para estructuras de ocupación estándar (Tipo B). El diseño y detallado de los elementos estructurales de los edificios se hizo conforme a los requerimientos para marcos dúctiles de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Conforme a lo que se comentó antes, ambas versiones del edificio comparten la misma geometría y sistema estructural pero se diseñan para dos niveles de resistencia: la primera, que corresponde a un edificio sin asimetría en fluencia tiene un coeficiente sísmico esperado cercano a 0.2; mientras que la segunda, que corresponde a un edificio con asimetría en fluencia caracterizada por θ de 0.05, tiene un valor esperado cercano a 0.25. Los parámetros de diseño para establecer la resistencia lateral de las dos versiones del edificio se resumen en la *tabla 5.1*. En ella, la versión sin asimetría del edificio se denota *Edificio A*, mientras que la versión con asimetría se denota *Edificio B*.

Tabla 5.1 Parámetros de diseño para el análisis dinámico modal de los edificios bajo consideración.

Modelo	Parámetros								
	c	a ₀	T _a (seg)	T _b (seg)	Q'	R	K	A (Ec. 5.5)	A (Ec. 5.6)
Edificio A	0.2	0.25	1.175	2.4	6	2	0.35	-----	-----
Edificio B	0.25	0.25	1.175	2.4	6	2	0.35	1.27	1.25

Durante los análisis dinámicos se despreció la interacción suelo-estructura. Al respecto, vale la pena comentar que:

1. Las tendencias obtenidas aquí son válidas para estructuras reales.

2. Hay estructuras que no tienen interacción suelo-estructura, por tanto, los resultados presentados aplican a ellas.
3. Estructuras sostenidas mediante pilotes apoyados en el estrato rocoso, no tienen interacción suelo-estructura.
4. Los edificios en estudio tienen 15 niveles para lograr un periodo cercano a $T=2$ segundos. Si se hubiese contemplado la interacción suelo-estructura, la altura de los edificios en estudio hubiese sido de 12 niveles.

Se revisó que la rigidez lateral de la estructura fuera capaz de controlar la distorsión de entrepiso conforme a los requerimientos del Apéndice A para los estados límite de servicio y de seguridad. Cabe mencionar que el cortante basal dinámico fue el que rigió el diseño de ambos edificios, y que su valor resultó muy similar al 80 % del cortante basal estático.

Ambos edificios poseen 15 niveles y están estructurados con base en marcos dúctiles de concreto reforzado. La *figura 5.1* muestra que el edificio es regular en rigidez y resistencia, tanto en planta como en altura, y que posee una planta cuadrada que presenta tres claros de 7 metros en las dos direcciones principales de análisis. Note la inclusión de vigas secundarias en el sistema de piso, y el diseño de los marcos del edificio se hace de tal manera que poseen propiedades estructurales similares en ambas direcciones de análisis. Las cargas de diseño de la estructura se establecieron conforme a lo indicado por el Reglamento de Construcciones del D.F. Conforme a lo especificado para el diseño de marcos dúctiles, las vigas de los edificios se diseñaron directamente a partir de los resultados del análisis estructural, mientras que las columnas del edificio se diseñan acorde al principio de diseño por capacidad.

Los esfuerzos nominales de diseño para ambos edificios son $f'c = 350kg/cm^2$ para vigas y columnas, y $f_y = 4200kg/cm^2$ para el acero de refuerzo a tensión y compresión. El sistema de piso en todos los niveles de ambos edificios esta constituido por una losa de 15cm de espesor, colada monolíticamente con las vigas. La resistencia de diseño para la losa fue de $f'c = 250kg/cm^2$.

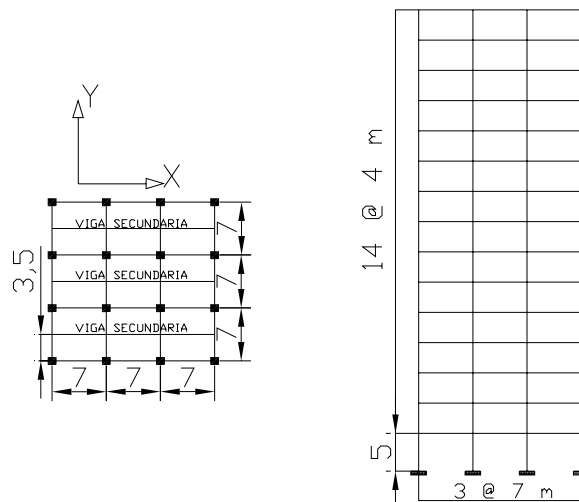


Figura 5.1 Características generales de los edificios bajo consideración

(acotaciones en metros).

Inicialmente se diseñó el Edificio A. En cuanto al Edificio B, se tomaron distribuciones de masa, rigidez y resistencia muy similares a las del Edificio A, y se adaptaron para que acomodaran las mayores demandas de resistencia requeridas en el Edificio B para contrarrestar el efecto detrimental de la asimetría en fluencia. Vale la pena mencionar que el diseño del Edificio B se lleva a cabo en un modelo de análisis que no incorpora explícitamente el desplome de la estructura. Esto es, el Edificio B se modela sin desplome, y la asimetría sólo se considera a partir de incrementar las fuerzas laterales de diseño conforme a lo especificado por la ecuación 5.5.

5.4 DIMENSIONADO Y DETALLADO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Tal como lo estipula el Reglamento de Construcciones del D.F., los elementos estructurales de cada edificio se dimensionaron de tal manera que pudieran controlar las distorsiones de entrepiso dentro de sus umbrales de diseño, y además pudieran acomodar las demandas de resistencia resultantes de las cargas gravitacionales y sísmicas actuantes en la estructura. En el caso de las vigas, su dimensionado por resistencia se basó en una envolvente de momentos flexionantes que consideró todas las combinaciones de cargas estipuladas por el reglamento. El dimensionado y diseño de los miembros a flexocompresión y uniones viga-columna se hizo en lo general basado en un enfoque de diseño por capacidad, y en lo particular en los requerimientos de diseño especificados en el capítulo 7 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Se cumplió con los requisitos de detallado del refuerzo transversal, tanto por resistencia como por confinamiento, en las zonas críticas de los elementos a flexión y a flexocompresión. Las conexiones viga-columna se revisaron por corte en cada dirección principal de análisis. En términos generales se procuró que las dimensiones de las vigas fueran tales que los lados de las conexiones a los que llegaban dichas vigas pudieran considerarse como confinados. Vale la pena mencionar que para el dimensionado de rigidez de las vigas se consideró su agrietamiento, de tal manera que su momento de inercia se calculó como la mitad del que corresponde a la sección bruta de concreto, incluyendo la contribución de la losa (Viga T). En cuanto a las columnas, su rigidez se estimó a partir del momento de inercia de su sección bruta de concreto.

Para optimizar el diseño del edificio, los armados y/o dimensiones, tanto de vigas como de columnas, se modificaron cada 3 niveles.

De acuerdo a la estructuración propuesta en la *figura 5.1*, se decidió diseñar dos marcos en cada dirección principal de análisis de ambos edificios: un marco interno y un marco externo. En consecuencia, los elementos estructurales de los marcos internos tienen las mismas dimensiones y armados. Lo mismo ocurre en el caso de los marcos externos.

Las *tablas 5.2* y *5.3* muestran las dimensiones del Edificio A y el Edificio B, respectivamente. Note la variación en altura de las dimensiones de los elementos, y que debido a su mayor carga lateral de diseño, las dimensiones de los elementos estructurales del Edificio B son mayores que las correspondientes dimensiones en el Edificio A.

Tabla 5.2 Dimensiones de los Elementos Estructurales del Edificio A, en cm.

NIVEL	Marco Interno Dir X		Marco Externo Dir X		Marco Interno Dir Y		Marco Externo Dir Y	
	VIGAS	COLUMNAS	VIGAS	COLUMNAS	VIGAS	COLUMNAS	VIGAS	COLUMNAS
1	75x95	105x105	75x95	105x105	75x95	105x105	75x95	105x105
2	75x95	105x105	75x95	105x105	75x95	105x105	75x95	105x105
3	75x95	105x105	75x95	105x105	75x95	105x105	75x95	105x105
4	75x90	105x105	75x90	100x100	75x90	105x105	75x90	100x100
5	75x90	105x105	75x90	100x100	75x90	105x105	75x90	100x100
6	75x90	105x105	75x90	100x100	75x90	105x105	75x90	100x100
7	70x80	95x95	70x80	95x95	70x80	95x95	70x80	95x95
8	70x80	95x95	70x80	95x95	70x80	95x95	70x80	95x95
9	70x80	95x95	70x80	95x95	70x80	95x95	70x80	95x95
10	70x80	90x90	70x80	90x90	70x80	90x90	70x80	90x90
11	70x80	90x90	70x80	90x90	70x80	90x90	70x80	90x90
12	70x80	90x90	70x80	90x90	70x80	90x90	70x80	90x90
13	60x65	75x75	60x65	75x75	60x65	75x75	60x65	75x75
14	60x65	75x75	60x65	75x75	60x65	75x75	60x65	75x75
15	60x65	75x75	60x65	75x75	60x65	75x75	60x65	75x75
VIGA SEC	45x60		45x60					

Tabla 5.3 Dimensiones de los Elementos Estructurales del Edificio B, en cm.

NIVEL	Marco Interno Dir X		Marco Externo Dir X		Marco Interno Dir Y		Marco Externo Dir Y	
	VIGAS	COLUMNAS	VIGAS	COLUMNAS	VIGAS	COLUMNAS	VIGAS	COLUMNAS
1	85x110	110x110	85x110	110x110	85x110	110x110	85x110	110x110
2	85x110	110x110	85x110	110x110	85x110	110x110	85x110	110x110
3	85x110	110x110	85x110	110x110	85x110	110x110	85x110	110x110
4	85x100	110x110	85x100	110x110	85x100	110x110	85x100	110x110
5	85x100	110x110	85x100	110x110	85x100	110x110	85x100	110x110
6	85x100	110x110	85x100	110x110	85x100	110x110	85x100	110x110
7	75x95	105x105	75x95	100x100	75x95	105x105	75x95	100x100
8	75x95	105x105	75x95	100x100	75x95	105x105	75x95	100x100
9	75x95	105x105	75x95	100x100	75x95	105x105	75x95	100x100
10	70x90	95x95	70x90	95x95	70x90	95x95	70x90	95x95
11	70x90	95x95	70x90	95x95	70x90	95x95	70x90	95x95
12	70x90	95x95	70x90	95x95	70x90	95x95	70x90	95x95
13	70x80	80x80	70x80	80x80	70x80	80x80	70x80	80x80
14	70x80	80x80	70x80	80x80	70x80	80x80	70x80	80x80
15	70x80	80x80	70x80	80x80	70x80	80x80	70x80	80x80
VIGA SEC	40x65		40x65					

Las *tablas 5.4 y 5.5* resumen la separación del acero transversal en los elementos estructurales de los Edificios A y B, respectivamente. Mientras que los estribos utilizados para las vigas son del número 4, los estribos en columnas son del número 5. Las separaciones se definieron en concordancia a los lineamientos de la sección 7.2.3 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Las separaciones mostradas corresponden a la separación máxima permisible para aportar soporte adecuado al refuerzo longitudinal en la zona media del claro, y confinamiento en las zonas donde es posible la aparición de una articulación plástica.

Tabla 5.4 Separación de Estribos en Vigas del Edificio A, en cm.

NIVEL	Marco Interno Dir X				Marco Externo Dir X				Marco Interno Dir Y				Marco Externo Dir Y			
	VIGAS		COLUMNAS		VIGAS		COLUMNAS		VIGAS		COLUMNAS		VIGAS		COLUMNAS	
	Zona Rígida	central	Zona Rígida	central	Zona Rígida	central	Zona Rígida	central	Zona Rígida	central	Zona Rígida	central	Zona Rígida	central	Zona Rígida	central
1	15	40	15	40	15	45	15	40	10	45	15	40	10	45	15	40
2	15	40	15	40	15	45	15	40	10	45	15	40	10	45	15	40
3	15	40	15	40	15	45	15	40	10	45	15	40	10	45	15	40
4	15	40	15	40	15	40	15	40	15	40	15	40	10	40	15	40
5	15	40	15	40	15	40	15	40	15	40	15	40	10	40	15	40
6	15	40	15	40	15	40	15	40	15	40	15	40	10	40	15	40
7	15	35	15	40	15	35	15	40	15	35	15	40	15	35	15	40
8	15	35	15	40	15	35	15	40	15	35	15	40	15	35	15	40
9	15	35	15	40	15	35	15	40	15	35	15	40	15	35	15	40
10	15	35	15	40	15	35	15	40	15	35	15	40	15	35	15	40
11	15	35	15	40	15	35	15	40	15	35	15	40	15	35	15	40
12	15	35	15	40	15	35	15	40	15	35	15	40	15	35	15	40
13	15	25	15	35	15	25	15	35	15	25	15	35	15	25	15	35
14	15	25	15	35	15	25	15	35	15	25	15	35	15	25	15	35
15	15	25	15	35	15	25	15	35	15	25	15	35	15	25	15	35
VIGA SEC	10	25			10	25										

Tabla 5.5 Separación de Estribos en Vigas del Edificio B, en cm.

NIVEL	Marco Interno Dir X				Marco Externo Dir X				Marco Interno Dir Y				Marco Externo Dir Y			
	VIGAS		COLUMNAS		VIGAS		COLUMNAS		VIGAS		COLUMNAS		VIGAS		COLUMNAS	
	Zona Rígida	central	Zona Rígida	central	Zona Rígida	central	Zona Rígida	central	Zona Rígida	central	Zona Rígida	central	Zona Rígida	central	Zona Rígida	central
1	15	50	15	45	15	50	15	45	10	50	15	45	10	50	15	45
2	15	50	15	45	15	50	15	45	10	50	15	45	10	50	15	45
3	15	50	15	45	15	50	15	45	10	50	15	45	10	50	15	45
4	15	45	15	45	15	45	15	45	15	45	15	45	10	45	15	45
5	15	45	15	45	15	45	15	45	15	45	15	45	10	45	15	45
6	15	45	15	45	15	45	15	45	15	45	15	45	10	45	15	45
7	15	45	15	45	15	45	15	45	15	45	15	45	15	45	15	45
8	15	45	15	45	15	45	15	45	15	45	15	45	15	45	15	45
9	15	45	15	45	15	45	15	45	15	45	15	45	15	45	15	45
10	15	40	15	45	15	40	15	45	15	40	15	45	15	40	15	45
11	15	40	15	45	15	40	15	45	15	40	15	45	15	40	15	45
12	15	40	15	45	15	40	15	45	15	40	15	45	15	40	15	45
13	15	35	15	45	15	35	15	45	15	35	15	45	15	35	15	45
14	15	35	15	45	15	35	15	45	15	35	15	45	15	35	15	45
15	15	35	15	45	15	35	15	45	15	35	15	45	15	35	15	45
VIGA SEC	15	30			15	30										

Las *figuras A1* hasta la *A4* en el apéndice A resumen el armado longitudinal en los extremos de las vigas de los Edificios A y B. Las *figuras A6* hasta la *A8* hacen lo propio para el armado longitudinal en las columnas de dichos edificios. Mientras que las *figuras A9* hasta la *A12* muestran el detallado del acero longitudinal y transversal de las vigas de los edificios (las

figuras incluyen el ancho de losa que se supone interactúa a compresión con la viga), las figuras A13 y A14 también en el apéndice A hacen lo propio para las columnas.

Los criterios utilizados para establecer los armados que se muestran tuvieron como objetivo uniformizar lo más posible los armados. Para ello se utilizaron sólo dos calibres para las barras longitudinales (8 y 12), y se limitó el uso de estribos del #4 y del #5 en vigas y columnas, respectivamente.

Note que la cantidad de acero longitudinal en los marcos externos tiende a ser ligeramente mayor que la correspondiente a los marcos internos, y que esta cantidad de acero tiende a uniformizarse en los pisos superiores de los edificios. Además, conforme a lo que se esperaba, los armados del Edificio B son ligeramente más pesados que los armados del Edificio A (el diseño del Edificio B se hace para fuerzas laterales amplificadas en 25% con respecto a las utilizadas para el diseño del Edificio A).

5.5 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS EDIFICIOS

Una vez concluido el diseño de las dos versiones del edificio se procedió a estimar sus características mecánicas a partir de un modelo de análisis no lineal. Una herramienta útil para evaluar las características mecánicas globales de una estructura es un análisis estático bajo deformación lateral monótonamente creciente (*pushover*). Este tipo de análisis consiste en aplicar una serie de cargas laterales con valor relativo constante en altura, hasta alcanzar la capacidad última de deformación del edificio. En este estudio se utilizó un patrón de carga proporcional a las fuerzas laterales de diseño derivadas del análisis dinámico modal. El análisis *pushover* se llevó a cabo con el programa *DRAIN 2DX* (Prakash et al. 1993).

El modelado no lineal de los edificios incluye el comportamiento no lineal de los elementos estructurales a nivel local. En el caso de las vigas, se tomó en cuenta la aportación de la losa a su resistencia, rigidez y capacidad de deformación. La capacidad rotacional de las vigas se estimó a partir de considerar una longitud de articulación plástica igual a la mitad de su peralte.

Las propiedades estructurales de las vigas se derivaron a partir de diagramas momento-curvatura correspondientes a las secciones transversales ubicadas en sus extremos. La curvatura de fluencia corresponde a la primera cedencia del acero de refuerzo, mientras que la curvatura última corresponde a la menor curvatura asociada a la fractura del acero longitudinal a tensión o al aplastamiento del concreto (*figura 5.2a*). En el caso de las vigas, se obtuvieron los momentos de fluencia a flexión positiva y negativa (M_y^+ , M_y^- , respectivamente), su momento de inercia agrietado (I_{cr} , obtenido a partir de promediar los momentos de inercia agrietados positivo y negativo obtenidos directamente del diagrama momento-curvatura), y las curvaturas positivas de fluencia y última (ϕ_y^+ y ϕ_u^+ , respectivamente) y negativas (ϕ_y^- y ϕ_u^- , respectivamente). En el caso de columnas se establecieron diagramas de interacción carga axial contra momento flexionante (*figura 5.2b*). Dentro del contexto de uso del programa *DRAIN 2DX*, dichos diagramas se establecen a partir de obtener unos cuantos puntos, caracterizados por la carga axial máxima a compresión (P_{yc}), la carga mínima a tensión (P_{yt}), la carga axial y momento flexionante correspondientes al punto de falla balanceada (P_b y M_b , respectivamente) y el momento

asociado a una carga axial de cero (M_0). En cuanto a la rigidez de las columnas, se consideró que están inicialmente agrietadas, y que su momento de inercia en esta condición puede estimarse de acuerdo a los lineamientos del FEMA 273: $I_{cr} = 0.7I_g$, donde I_{cr} y I_g son los momentos de inercia agrietado y bruto, respectivamente, de la sección transversal.

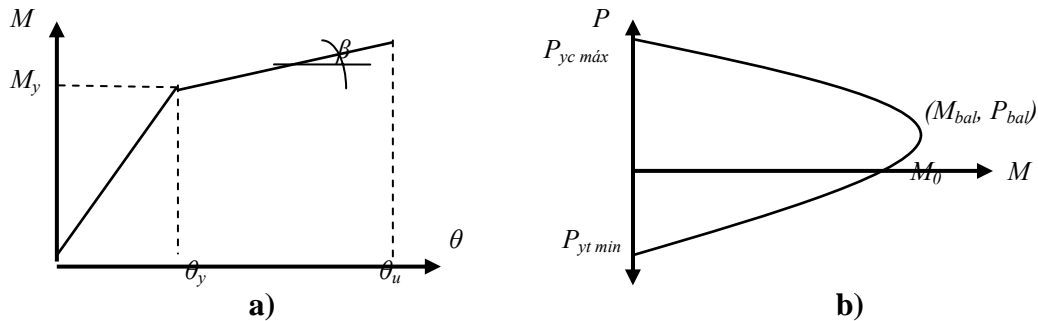


Figura 5.2 Propiedades Mecánicas. a) Curva Momento-Curvatura para vigas, b) Curva Momento-Carga Axial para columnas.

Los apoyos de las columnas de la planta baja de los edificios se modelaron como empotramientos perfectos. Dado las limitaciones del programa *DRAIN 2DX* (Prakash et al. 1993), se consideró que la rigidez elástica de los elementos estructurales permanece constante durante los análisis no lineales, de tal manera que los elementos estructurales exhiben comportamiento elasto-plástico perfecto. Mientras que en los extremos de las vigas se tomaron zonas rígidas igual a la mitad del peralte de las columnas a las que llegan, se consideró una zona rígida en el extremo superior de las columnas con una dimensión igual al peralte de las vigas con las que intersecan.

Las *figuras 5.3* y *5.4* resumen los valores de capacidad última de rotación de las vigas de los marcos internos y externos de los modelos de análisis no lineal para los Edificios A y B, respectivamente. Mientras que los valores que aparecen arriba de las vigas corresponden a la capacidad rotacional última negativa (θ_u^-), los que aparecen en la parte inferior de las mismas corresponden a la capacidad última positiva (θ_u^+). Note la diferencia que existe entre los valores de θ_u^- para los marcos interiores y exteriores. Al respecto, la mayor cantidad de acero negativo que debe proporcionarse a las vigas de los marcos interiores se refleja en una mayor resistencia ante flexión negativa y, como consecuencia, un decremento en su valor de θ_u^- . La tendencia en el caso de θ_u^+ resulta contraria, esto es, pueden verse valores mayores en las vigas de los marcos interiores.

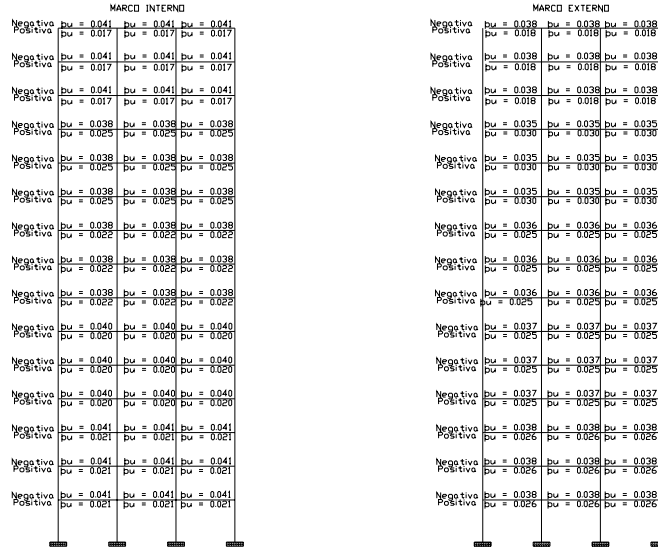


Figura 5.3 Capacidades Rotacionales en Marcos Interno y Externo del Edificio A.

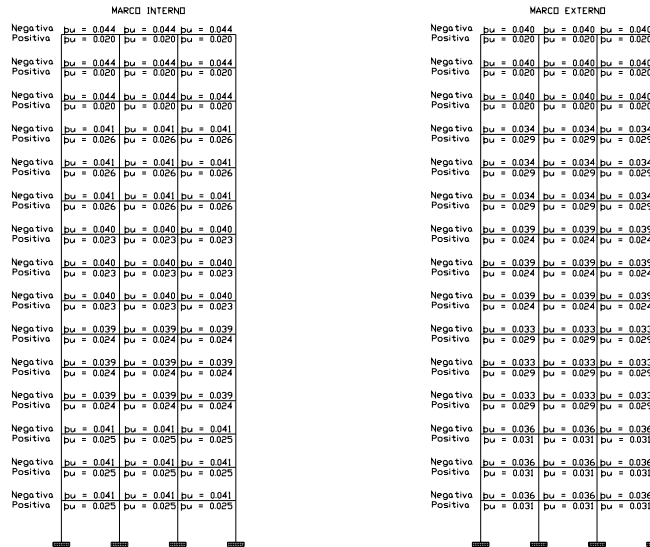


Figura 5.4 Capacidades Rotacionales en Marcos Interno y Externo del Edificio B.

Inicialmente se llevaron a cabo análisis estáticos no lineales de los Edificios A y B sin inclinación. La *figura 5.5* ilustra las curvas resistencia lateral (cortante basal) contra desplazamiento lateral de azotea establecidas a través de los análisis estáticos no lineales. Las características más relevantes obtenidas de los análisis se resumen en la *tabla 5.6*. El cortante basal último del Edificio A esta cercano a 1400 toneladas, lo que corresponde a un coeficiente sísmico de 0.23. Este valor esta muy cercano al coeficiente sísmico de diseño, igual a 0.2. El desplazamiento último de azotea alcanza un valor de 1.07metros, mientras que una idealización bilineal de la curva arroja un desplazamiento de fluencia de 33cm. En cuanto al Edificio B, el cortante último es de aproximadamente 1710 toneladas, lo que corresponde a un coeficiente sísmico de aproximadamente 0.28 (note que este valor esta muy cercano al coeficiente sísmico de diseño, el cual es igual a 0.25). El cortante del

Edificio B normalizado por el cortante del Edificio A es igual a $1710/1400 = 1.22$, lo cual concuerda con el planteamiento de diseño en el sentido que el Edificio B se diseña para fuerzas que son mayores en 25%. El desplazamiento último de azotea del Edificio B es de 1.02 metros, y su correspondiente desplazamiento de fluencia de 29cm.

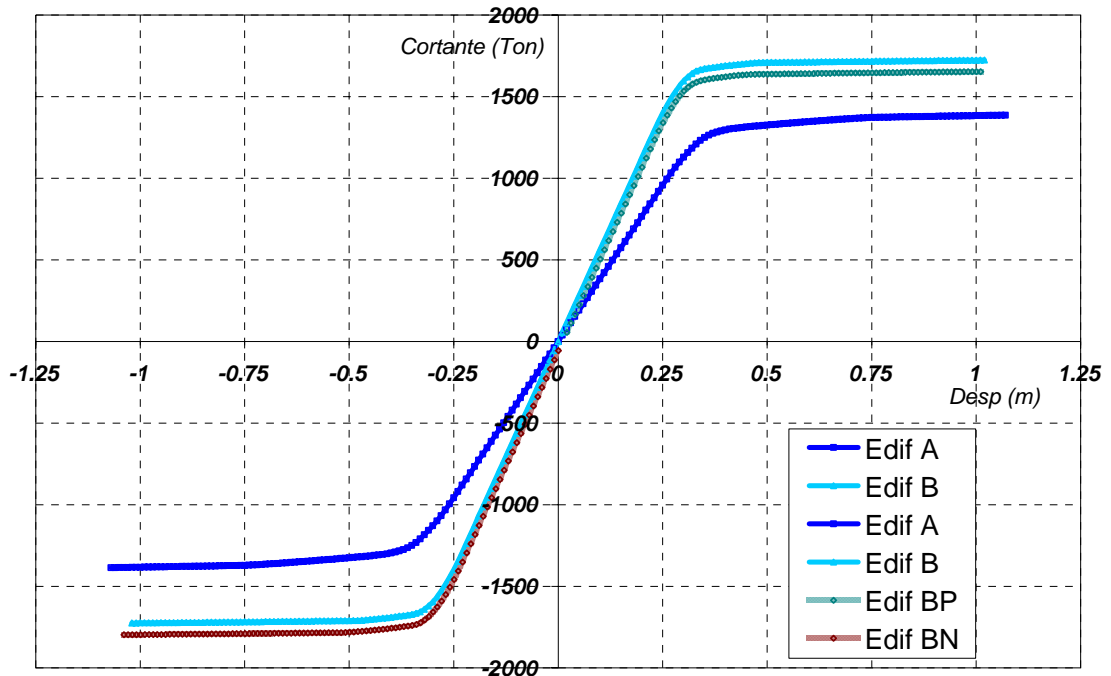


Figura 5.19 Resultados del Análisis Pushover en los edificios estudiados mediante DRAIN 2DX.

Tabla 5.6 Características de resistencia y deformación para los modelos utilizados en el Análisis No-Lineal llevado a cabo con DRAIN 2DX.

Modelo	Parámetros						
	V_{bf} (Ton)	W (Ton)	V_{bf} / W	V_{bfB} / V_{bfA}	$\delta_{fluencia}$ (cm)	$\delta_{\text{último}}$ (cm)	$\mu_{global} = \delta_{\text{último}} / \delta_{fluencia}$
Edificio A	1401	5940	0.24		33	107	3.24
Edificio B	1710	6200	0.28	1.22	29	102	3.52
Edificio BP	1644	6200	0.27	1.17	30	101	3.37
Edificio BN	1788	6200	0.29	1.28	29	105	3.62

En la *figura 5.5* el tramo de la curva donde los efectos $P-\Delta$ son más severos no se aprecia, debido a que los modelos de los edificios en estudio llegaron a la falla antes de que estos efectos fueran más desfavorables. Por tanto, para todos los edificios aquí estudiados los efectos $P-\Delta$ no tienen una influencia importante en su desempeño sísmico.

Aparte de los análisis estáticos no lineales llevados a cabo en los Edificios A y B, se realizaron dos análisis más: uno del Edificio B con inclinación hacia la derecha ó dirección

positiva (Edificio BP) y uno del Edificio B con inclinación hacia la izquierda o dirección negativa (Edificio BN). En cuanto a esto, es necesario recordar que la resistencia asignada al Edificio B es tal que debe contrarrestar el efecto de una asimetría en fluencia de $\theta = 0.05$. Considerando que el coeficiente sísmico real del Edificio B es de 0.28 , entonces la inclinación que corresponde al nivel de asimetría en fluencia de diseño es $\alpha = \theta c = 0.05 \% 0.28 = 0.014$. Se decidió que los modelos no lineales correspondientes a los Edificios BP y BN exhibieran, conforme a lo que se ilustra en la *figura 5.6*, una inclinación de 0.015 .

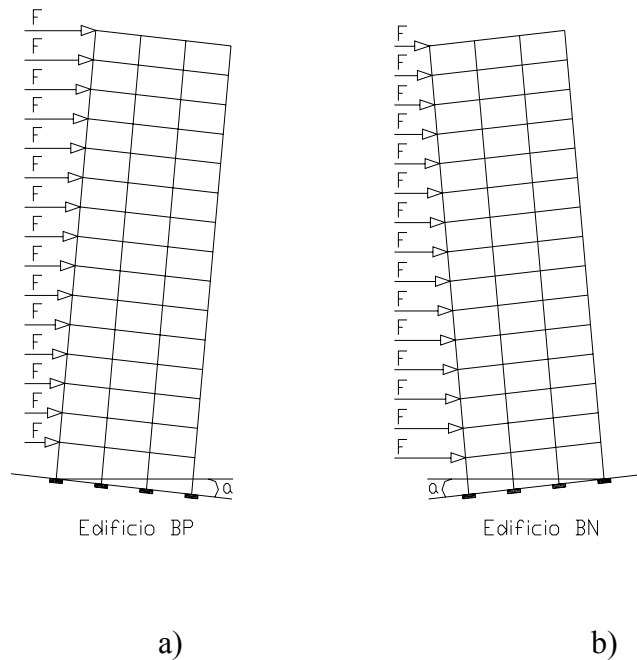


Figura 5.6 Modelos Analíticos para los Edificios BN y BP donde se detallan las fuerzas sísmicas actuantes producto de la inclinación en su base.

La *figura 5.5* resume las curvas de cortante basal contra desplazamiento de azotea correspondientes a los Edificios BP y BN. Se observa en dirección positiva una reducción en el cortante basal de fluencia debido a la inclinación inicial. En particular, el cortante basal de fluencia en la dirección débil del edificio es de aproximadamente 1640 toneladas, valor que es muy cercano al valor teórico dado por $(1-\theta) V_y$, que en este caso es igual a $0.95 \% 1710 = 1625$ toneladas. Note que la fluencia hacia el lado débil del edificio se da para un desplazamiento de 30cm, y la deformación última esta caracterizada por un desplazamiento de azotea de 1.01metros. En cuanto a la inclinación en dirección negativa, puede observarse un cortante basal cercano a 1790 toneladas, que coincide bastante bien con el valor teórico esperado de $(1+\theta) V_y$, que en este caso es igual a $1.05 \% 1710 = 1795$ toneladas. La fluencia y capacidad de deformación última en la dirección fuerte del edificio se dan para desplazamientos de azotea de 29cm y 1.05metros, respectivamente.

Un aspecto de interés en cuanto al desempeño local de los edificios se da alrededor de estudiar la distribución de desplazamiento y de deformación lateral en altura. Al respecto, no sólo es de interés considerar el desplazamiento lateral de cada losa (δ), sino las

demandas de distorsión (DI) en los diferentes entrepisos en función de la demanda de desplazamiento de azotea. Las *figuras 5.7* y *5.8* muestran las distribuciones en altura del desplazamiento lateral y la distorsión de entrepiso para los cuatro modelos en estudio: Edificio A, Edificio B, Edificio BP y Edificio BN. Note que las distribuciones que se pretenden corresponden a desplazamientos de azotea de 25, 50, 75 y 100cm. Note en las *figuras 5.7* y *5.8* que un desplazamiento de azotea de 25cm corresponde al rango elástico de comportamiento de los edificios, y que el de 100cm corresponde a un estado muy cercano al de deformación última o falla.

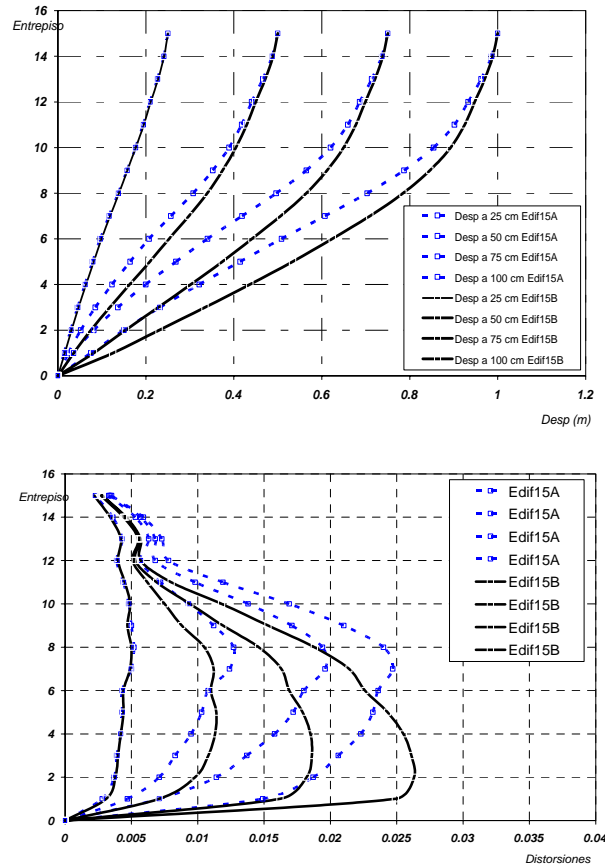


Figura 5.7 Desplazamientos y Distorsiones en los Edificios A y B obtenidas con el Análisis Pushover mediante DRAIN 2DX.

En la *figura 5.7*, las líneas punteadas corresponden al Edificio A y las líneas continuas al Edificio B. En cuanto a la acumulación de deformación lateral en los diferentes entrepisos del Edificio A, puede notarse que cuando este está en su rango elástico de comportamiento la deformación lateral se distribuye más o menos de manera uniforme en los diferentes entrepisos. En cuanto el Edificio A ingresa a su rango plástico de comportamiento, se aprecia una mayor concentración de deformación plástica en los pisos intermedios (3 a 9), y particularmente en el piso 7, debido a que existe una reducción abrupta de rigidez debido al cambio en el tamaño de los elementos estructurales y por esta razón ocurre lo que muestra la gráfica. El Edificio B exhibe un comportamiento similar al A en su rango elástico de comportamiento. Sin embargo, una vez que el Edificio B ingresa a su rango plástico, la deformación plástica empieza a concentrarse muy notoriamente en sus pisos inferiores (2 al 5), y muy particularmente en el piso 2. En el Edificio B ocurre lo que se considera normal,

ya que en los entrepisos inferiores se generan las distorsiones más críticas, porque en ellos se concentra la mayor carga gravitacional y además los efectos $P-\Delta$ son más severos.

La *figura 5.8* muestra la variación de la distribución de desplazamientos y distorsiones laterales para los Edificios BP y BN. Las líneas punteadas corresponden al Edificio BP y las líneas continuas al Edificio BN. Aunque los modelos BP y BN tienen exactamente las mismas propiedades estructurales a nivel local, la dirección de la inclinación afecta algunas de sus propiedades estructurales a nivel global. En particular, es evidente que los efectos $P-\Delta$ son más notorios en la dirección positiva del edificio; esto es, hay una mayor acumulación de distorsión lateral en los pisos inferiores del modelo BP con respecto al modelo BN. Al respecto, es importante considerar que los desplazamientos positivos que se muestran en la figura se añaden a la dirección de la inclinación (y por tanto incrementan los efectos $P-\Delta$), mientras que en la dirección negativa, los desplazamientos se contraponen a la inclinación.

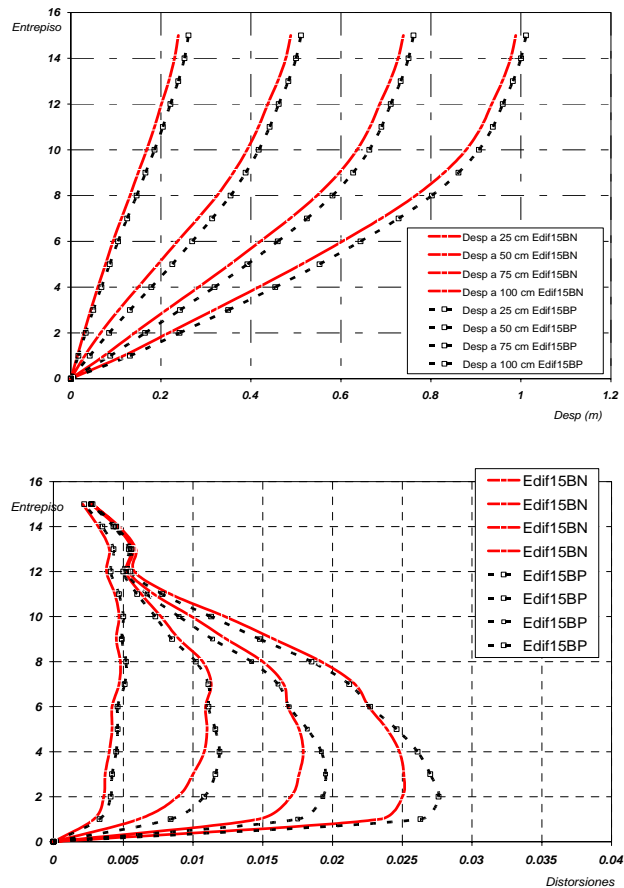


Figura 5.8 Desplazamientos y Distorsiones en los Edificios BN y BP obtenidas con el Análisis Pushover mediante DRAIN 2DX.

En cuanto al mecanismo plástico desarrollado por los edificios, es importante mencionar que este está caracterizado por la aparición de daño en las vigas. Esto es, se desarrollan mecanismos viga débil-columna fuerte en las diferentes versiones del edificio. Además, puede decirse que la inclinación tiene un impacto relativamente pequeño en cuanto a la secuencia de formación de las articulaciones plásticas y del mecanismo plástico exhibido en los edificios al momento de alcanzar su deformación lateral última. Cabe hacer notar que cuando se consideró el modelo del edificio con inclinación negativa, la tendencia a la aparición de articulaciones plásticas en las vigas de los niveles superiores fue menor que en los demás casos estudiados.

5.6 DESEMPEÑO SÍSMICO

Una vez concluidos los análisis estáticos no lineales (*pushover*), se llevó a cabo una serie de análisis dinámicos no lineales (paso a paso) con el fin de establecer el desempeño estructural esperado de los Edificios A, BP y BN. El desempeño estructural se estimó con la ayuda del índice de Park y Ang (1985) y las demandas de rotación plástica máxima y acumulada obtenida en los extremos de las vigas de los edificios.

A nivel local, el daño estructural en las vigas se estimó de acuerdo a la siguiente versión modificada del índice de Park y Ang (Terán-Gilmore 1998):

$$DMI_{PA} = \max\left(\frac{\theta_m^+}{\theta_u^+}, \frac{\theta_m^-}{\theta_u^-}\right) + \beta \left(\frac{\theta_a^+}{\theta_u^+}, \frac{\theta_a^-}{\theta_u^-}\right) \quad (5.8)$$

donde θ_m^+ y θ_m^- son las demandas máximas de rotación plástica positiva y negativa, respectivamente; θ_u^+ y θ_u^- las rotaciones últimas positiva y negativa, respectivamente; y θ_a^+ y θ_a^- las demandas acumuladas de rotación plástica positiva y negativa, respectivamente. Se consideró un β de 0.15, que corresponde a sistemas dúctiles que exhiben un comportamiento histerético razonablemente estable (Cosenza et al. 1990). La función *máx* denota el mayor de los dos valores entre paréntesis.

Mientras que el valor del índice de daño (DMI_{PA}) asignado a un entrepiso se estimó como el valor medio de DMI_{PA} establecido en las vigas de ese piso, el valor de DMI_{PA} que corresponde a un edificio se estableció como el valor máximo del índice de daño encontrado en sus diferentes entrepisos. Note que el posible daño en las columnas no se ha contemplado en la estimación del valor del índice de daño para los edificios modelados, ya que estos edificios desarrollan mecanismos de viga débil-columna fuerte.

Los sismos utilizados para llevar a cabo los análisis dinámicos no lineales se resumen en la *tabla 5.7*, donde se incluye el acelerograma *SCT* componente *EO* registrado en la zona del Lago de Ciudad de México el 19 de Septiembre de 1985. En la tabla el acelerograma *SCT EO*, que exhibe una aceleración máxima de 167 cm/seg^2 y un periodo característico de 2 segundos se denota como *m08*. Todos los acelerogramas dentro del grupo considerado se escalaron de tal manera que exhibieran la misma velocidad pico que el acelerograma *SCT EO*.

Tabla 5.7 Características de los acelerogramas utilizados.

SISMO	$a_{m\acute{a}x}$ (cm/s ²)	Magnitud	T (seg)	Duración Máxima (seg)
m01	45.8	6.9	2.2	234.00
m03	52.2	6.9	2.5	230.00
m04	118.0	8.1	2.1	150.00
m05	112.0	8.1	2.1	75.00
m06	49.3	7.6	2.0	121.02
m07	51.5	7.6	1.9	121.02
m08	167.0	8.1	2.0	180.00

En la *figura 5.9* se muestran espectros promedio de resistencia, desplazamiento, energía de entrada y energía plástica para los acelerogramas utilizados. Se observa que las demandas sísmicas se incrementan sustancialmente en la zona de periodos vecina al periodo dominante del terreno (T_g).

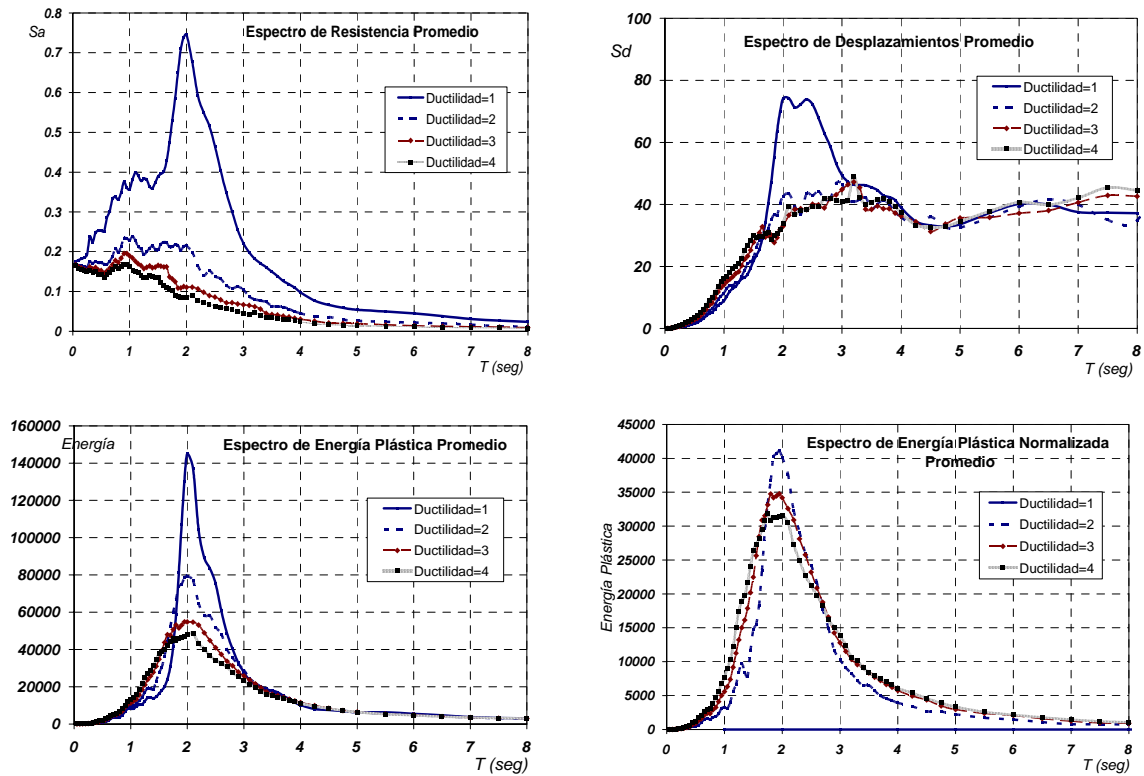


Figura 5.9 Espectros promedio de los acelerogramas para: resistencia, desplazamiento, energía plástica, y energía plástica normalizada.

Debido a la cantidad de acelerogramas utilizados en esta parte del estudio, se optó por dar un nombre a cada análisis dinámico no lineal que se realizó. Las convenciones adoptadas en este sentido se resumen en la *tabla 5.8*.

Tabla 5.8 Notación de análisis dinámicos no lineales.

NOTACIÓN DE EDIFICIOS			
SISMO	EDIFICIO A	EDIFICIO B	
		EDIFICIO BN	EDIFICIO BP
m01	Edif15s1	Edif15bns1	Edif15bps1
m03	Edif15s3	Edif15bns3	Edif15bps3
m04	Edif15s4	Edif15bns4	Edif15bps4
m05	Edif15s5	Edif15bns5	Edif15bps5
m06	Edif15s6	Edif15bns6	Edif15bps6
m07	Edif15s7	Edif15bns7	Edif15bps7
m08	Edif15s8	Edif15bns8	Edif15bps8

La *tabla 5.9* resume los valores de DMI_{PA} global correspondientes a cada análisis y el piso asociado a dichos valores. La tabla presenta el daño producido por cada acelerograma en los Edificios A, BP y BN. Además, se presenta la condición crítica para evaluar el desempeño del Edificio B con inclinación, que corresponde al mayor valor de DMI_{PA} obtenido de los Edificios BP y BN (esto se hace porque de antemano no se sabe la dirección de la inclinación, de tal manera que hay que cubrir ambas posibilidades en cuanto a dicha dirección).

Tabla 5.9 Índices de daño para los análisis dinámicos no lineales.

MODELO	Índices de Daño Máximos asociados a los Edificios A y B						
	Acelerograma						
	m01	m03	m04	m05	m06	m07	m08
	Piso 7	Piso 3	Piso 7	Piso 8	Piso 7	Piso 7	Piso 7
Edif A	0.9358	0.5964	0.5869	0.2206	0.7809	1.1147	0.6784
	Piso 2	Piso 1	Piso 2	Piso 2	Piso 13	Piso 2	Piso 1
Edif BN	0.1603	0.2123	0.2227	0.0099	0.2869	0.6614	0.2681
	Piso 2	Piso 2	Piso 2	Piso 2	Piso 1	Piso 2	Piso 1
Edif BP	0.1999	0.1999	0.2886	0.0262	0.4140	0.4805	0.3215
Crítica Edif B	0.1999	0.2123	0.2886	0.0262	0.4140	0.6614	0.3215

Las *figuras 5.10 a 5.15* ilustran las distribuciones en altura de rotación máxima, rotación acumulada e índice de daño obtenidas de los diferentes análisis. Conforme a lo sugerido por los resultados de los análisis estáticos no lineales, en el caso del Edificio A el máximo daño tiende a aparecer en pisos intermedios (y particularmente en el piso siete). En el caso de las diferentes versiones del Edificio B, el daño tiende a ser más severo en los pisos inferiores (particularmente en el segundo piso).

De la tabla y las figuras puede observarse que mientras que el mayor nivel de daño lo genera el acelerograma escalado *m07*, los menores niveles de daño ocurren para *m05*. En el caso del Edificio A, se tiene un valor medio y máximo de DMI_{PA} de 0.70 y 1.11, respectivamente. Note que un valor de DMI_{PA} mayor que uno implica que la estructura excedió su estado último de utilidad (lo que puede llevarla a daño excesivo y aún al colapso). En cuanto al caso crítico para el desempeño del Edificio B, se tienen valores medio y máximo de DMI_{PA}

de 0.30 y 0.66, respectivamente, que son considerablemente menores a los valores correspondientes al Edificio A. La comparación de los valores de DMI_{PA} del Edificio A y del caso crítico del Edificio B permite evaluar que tan razonable resulta incrementar la resistencia lateral de diseño de un edificio con asimetría en fluencia con las expresiones propuestas por Arroyo y Terán (2002). Si dichos valores son iguales, esto implicaría que el uso de las expresiones de Arroyo y Terán resultan en edificios asimétricos con el mismo grado de seguridad estructural que estructuras simétricas diseñadas conforme a código. Puede concluirse que en el caso bajo estudio, el uso de las expresiones de diseño propuestas para estructuras con asimetría da lugar a un diseño conservador. Esto es particularmente cierto si se considera que el valor medio de DMI_{PA} para el Edificio A (0.70) corresponde a daño no reparable, mientras que el valor medio de DMI_{PA} para el Edificio B con asimetría en fluencia (0.30) corresponde a daño reparable.

En cuanto a las expectativas de diseño de resistencia del Edificio B, se esperaba que el incremento de 25% de las fuerzas laterales diera lugar a una estructura con asimetría con un nivel de daño similar, o por lo menos comparable al del Edificio A. Dado que los antecedentes sugerían que este debería ser el caso, se estudió cuidadosamente las posibles razones por las cuales el caso crítico para el Edificio B resultaba con un nivel significativamente menor al del Edificio A.

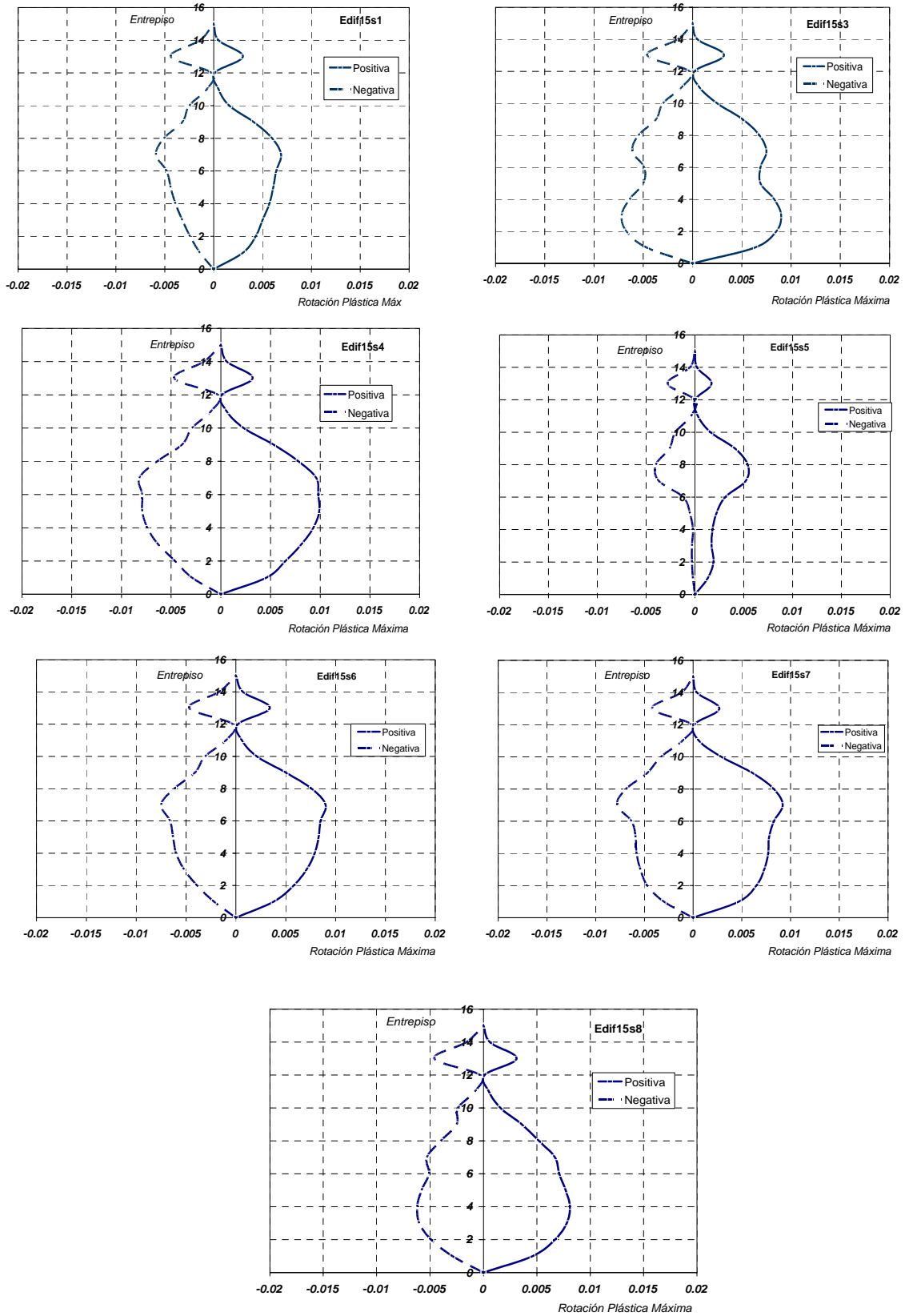


Figura 5.10 Gráficas de $\theta_{\text{máx}}$ (Rotación Plástica Máxima) para cada entrepiso en el Edificio A (Edif15) causada por cada uno de los acelerogramas.

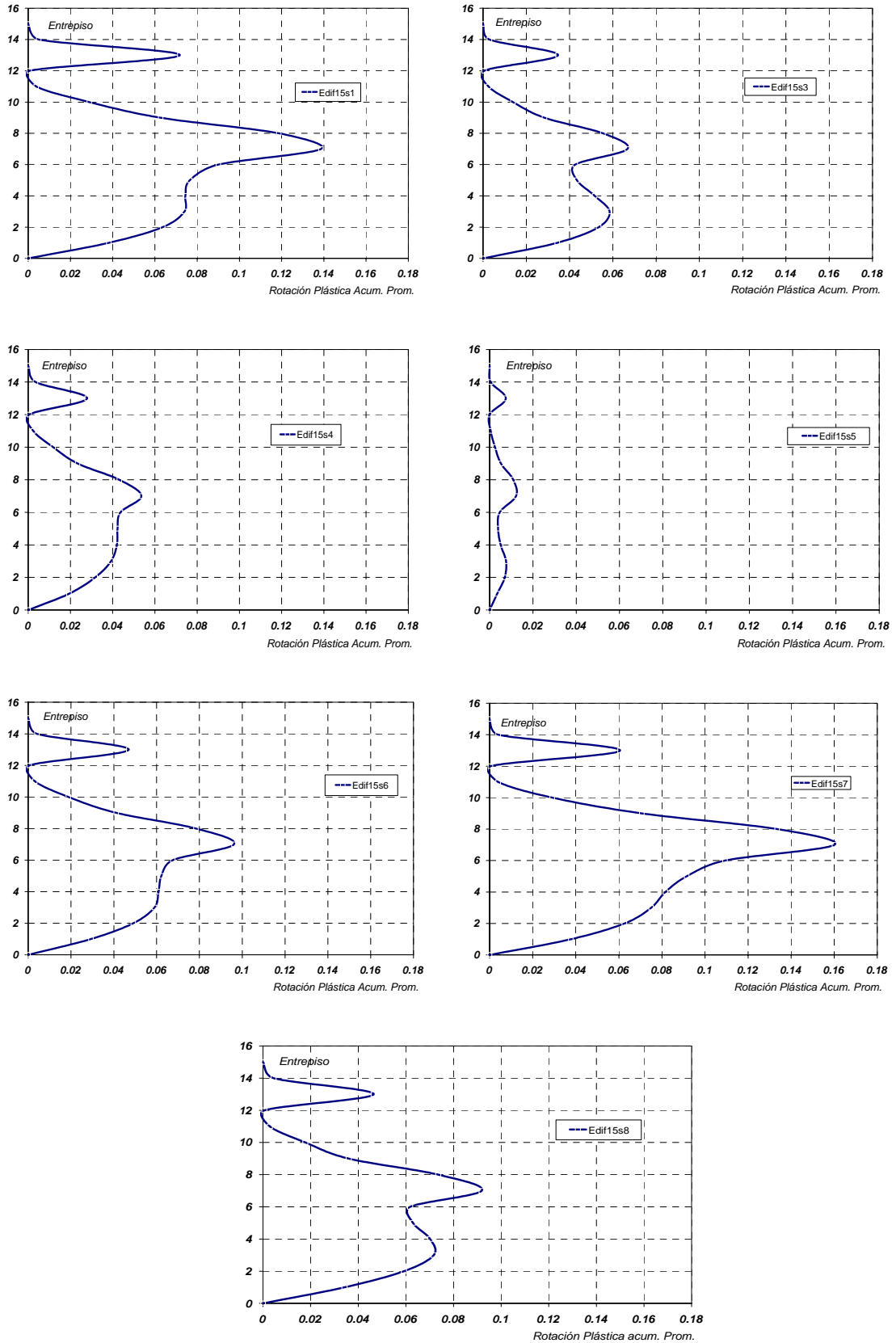


Figura 5.11 Gráficas de θ_{acu_prom} (Rotación Plástica Acumulada Promedio) para cada entrepiso en el Edificio A (Edif15) causada por cada uno de los acelerogramas.

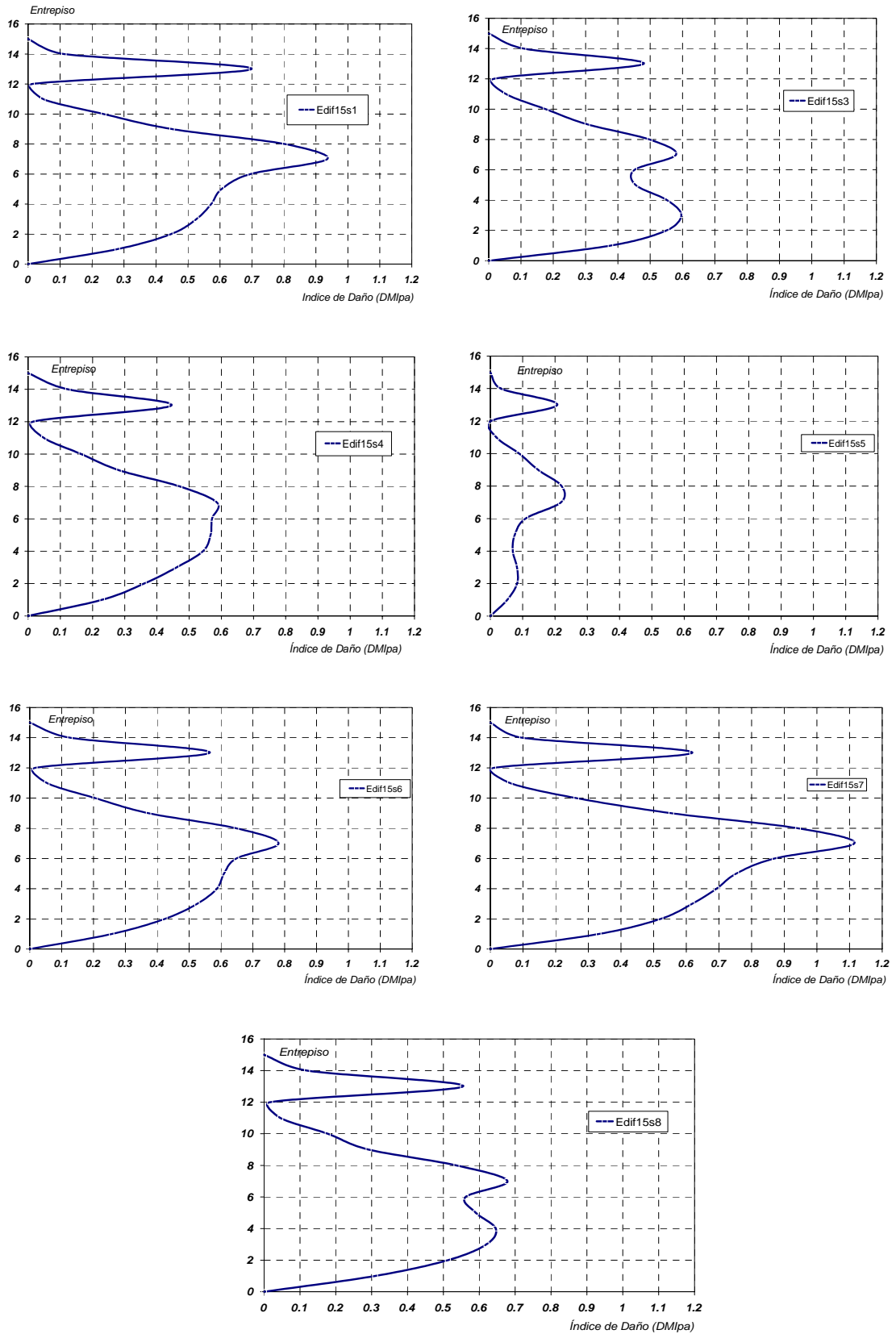


Figura 5.12 Gráficas de DMI_{PA} (Índice de Daño) para cada entrepiso en el Edificio A (Edif15) causado por cada uno de los acelerogramas.

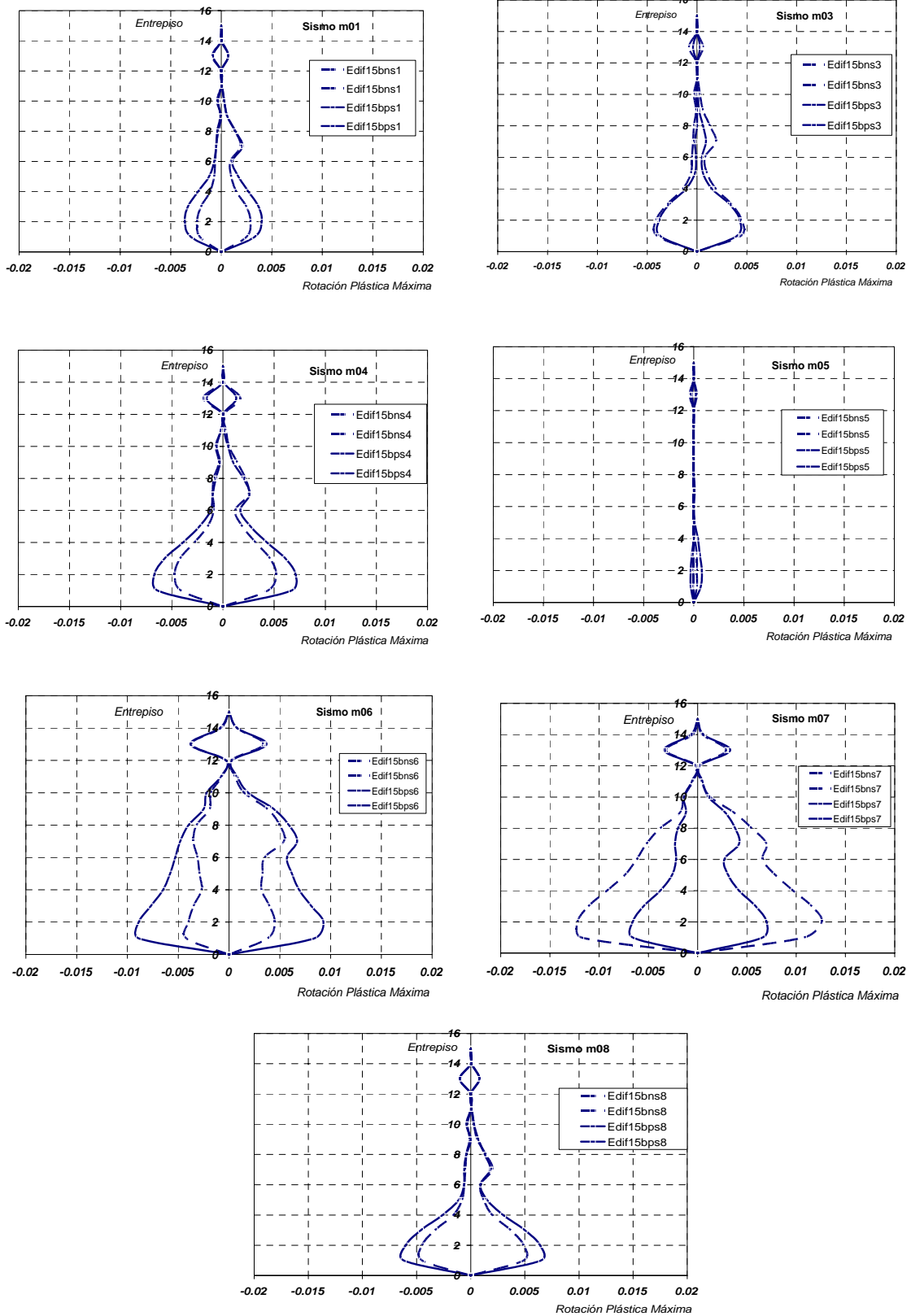


Figura 5.13 Gráficas de $\theta_{\text{máx}}$ (Rotación Plástica Máxima) para cada entrepiso en el Edificio B (BP y BN) correspondiente a cada acelerograma.

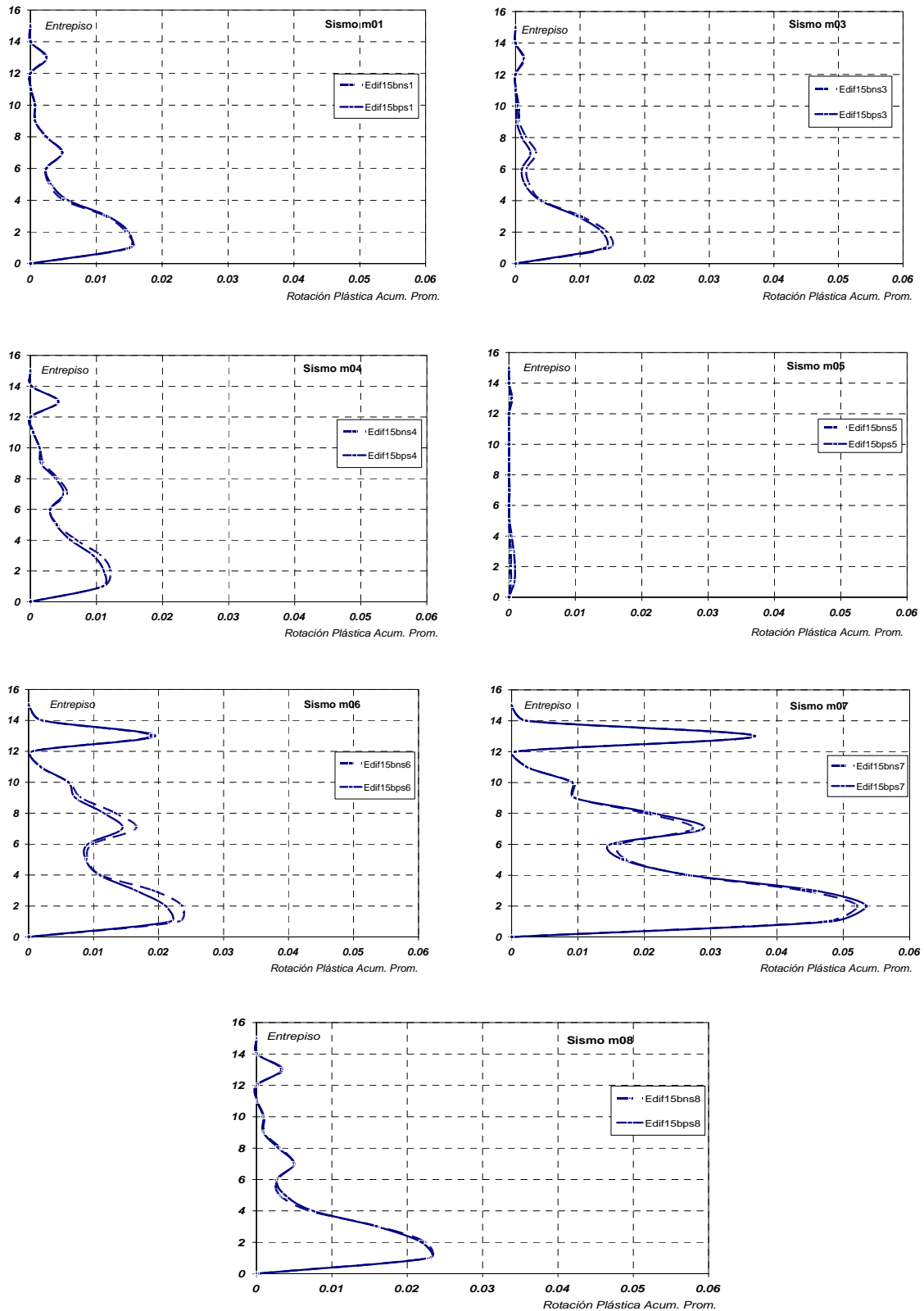


Figura 5.14 Gráficas de $\theta_{acu\ prom}$ (Rotación Plástica Acumulada Promedio) para cada entrepiso en el Edificio B (BP y BN) correspondiente a cada acelerograma.

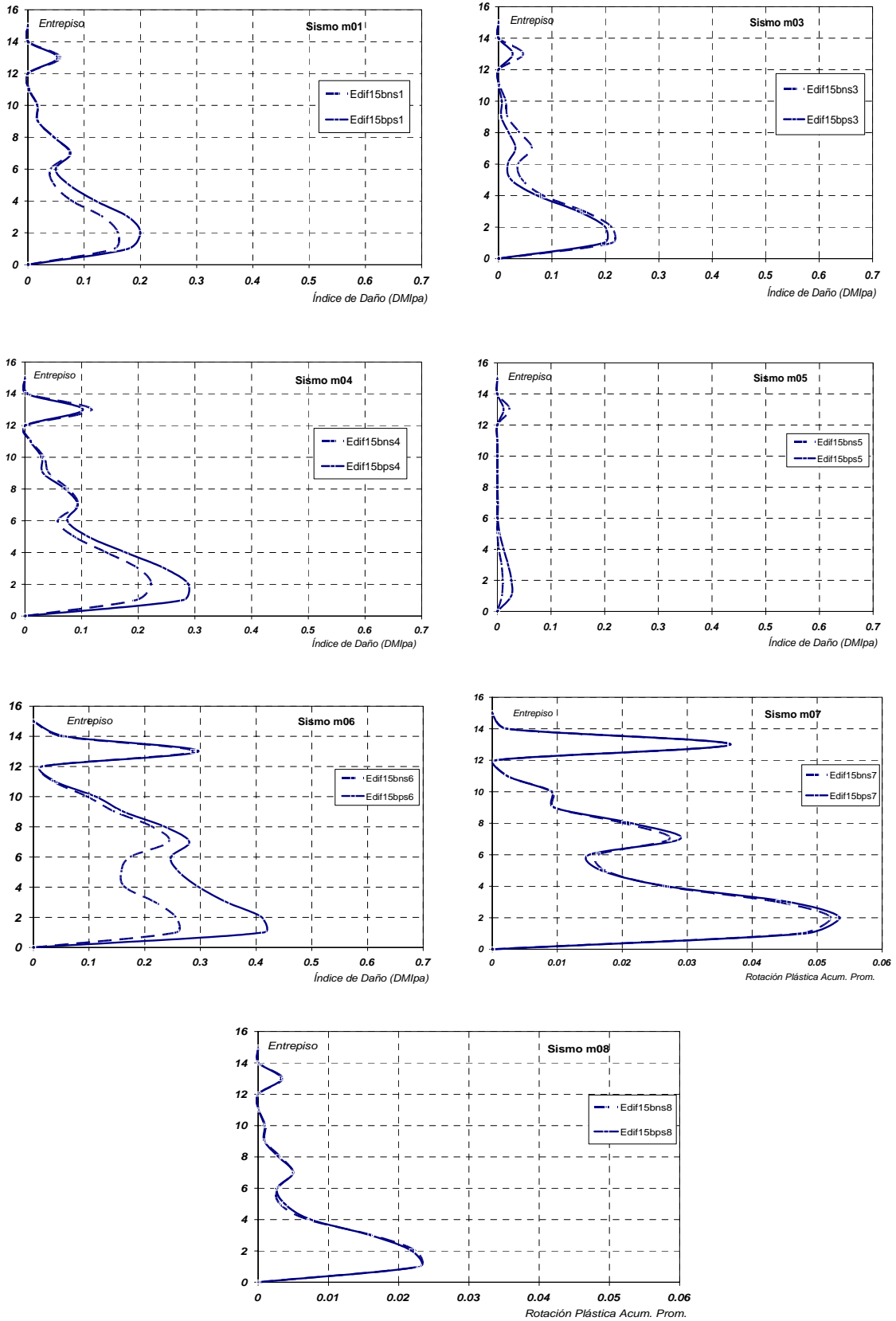


Figura 5.15 Gráficas de DMI_{PA} (Índice de Daño) para cada entrepiso en el Edificio B (BP y BN) correspondiente a cada acelerograma.

En cuanto a las razones por las cuales el Edificio B con asimetría exhibe un menor nivel de daño estructural, hay que destacar que el incremento de las fuerzas laterales de diseño no sólo resulta en una mayor resistencia lateral del Edificio B con respecto al Edificio A, sino también en una mayor rigidez lateral. Esto es, el incremento en las fuerzas laterales de diseño del Edificio B resulta en que los elementos estructurales del mismo sean más robustos que los del Edificio A para controlar la distorsión lateral de los edificios dentro del mismo umbral de diseño. Esto se ve reflejado a su vez en que el Edificio B exhiba un periodo fundamental de vibración menor al del Edificio A. Particularmente, los modelos de análisis no lineal establecen un periodo de 1.54 segundos para el Edificio B, y de 1.76 para el Edificio A.

Conforme lo ilustra la *figura 5.16* para el caso del acelerograma *SCT EO*, una reducción en el periodo del Edificio B con respecto al del Edificio A aleja al primero de la zona de máxima amplificación dinámica y de demandas severas de deformación plástica acumulada. El mejor desempeño estructural del Edificio B con asimetría en fluencia no sólo se debe al incremento de resistencia lateral planteado por las expresiones de Arroyo y Terán (2002) sino también por el efecto benéfico (y no contemplado inicialmente) de su alejamiento de la zona de mayor amplificación dinámica.

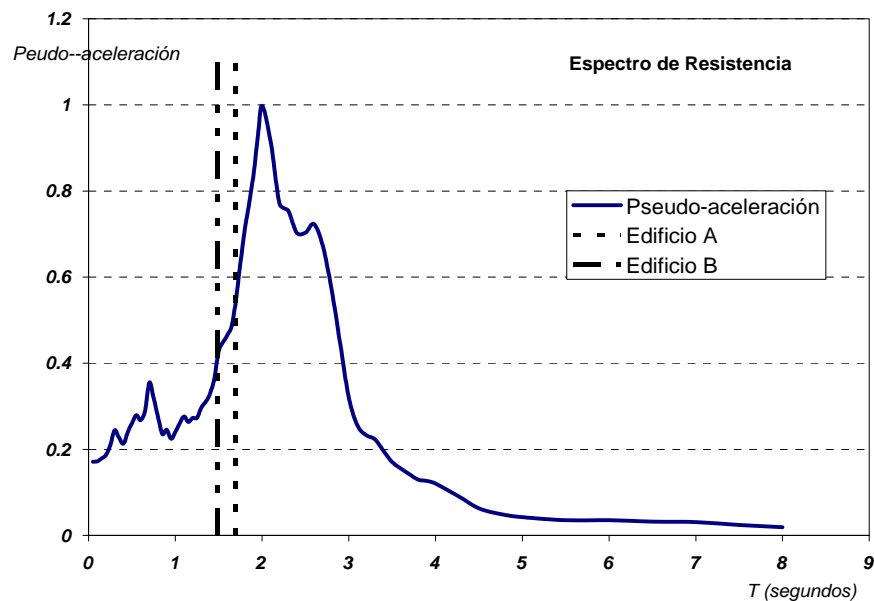


Figura 5.16 Espectro de Aceleraciones típico de la zona de suelo blando de Ciudad de México. Las ordenadas máximas están en $T = 2$ segundos.

Con propósitos académicos, se decidió determinar la influencia del incremento de rigidez lateral en el desempeño sísmico del Edificio B con asimetría en fluencia. Para tal fin, se llevó a cabo una nueva serie de análisis dinámicos no lineales con el programa *DRAIN 2DX*. Se utilizó la misma familia de sismos (*tabla 5.7*) y se conservó la resistencia lateral del Edificio B y su nivel de asimetría en fluencia (esto es inclinaciones de ± 0.015 radianes). Sin embargo, se ajustó de manera proporcional el módulo de elasticidad de todos los elementos

estructurales de tal manera que el nuevo modelo de análisis tuviera el mismo periodo del Edificio A (1.76 segundos). Esto es, se planteó una versión modificada del Edificio B que conservara todas sus propiedades estructurales con excepción de su rigidez lateral, la cual se ajustó para que resultara en un periodo fundamental de vibración igual al del Edificio A. La *tabla 5.10* resume la notación de los análisis no lineales llevados a cabo sobre la versión modificada del Edificio B (denotado Edificio C).

Tabla 5.10 Notación de nueva serie de análisis dinámicos no lineales.

	NOTACIÓN DE EDIFICIOS	
SISMO	EDIFICIO C	
	EDIFICIO CN	EDIFICIO CP
m01	Edif15cns1	Edif15cps1
m03	Edif15cns3	Edif15cps3
m04	Edif15cns4	Edif15cps4
m05	Edif15cns5	Edif15cps5
m06	Edif15cns6	Edif15cps6
m07	Edif15cns7	Edif15cps7
m08	Edif15cns8	Edif15cps8

La *tabla 5.11* resume, para el Edificio C con inclinación, los valores de DMI_{PA} global correspondientes a cada análisis y el piso asociado a dichos valores. Además, se presenta la condición crítica para evaluar el desempeño del Edificio C con inclinación. En el caso del Edificio C con asimetría en fluencia, se tienen valores medio y máximo de DMI_{PA} de 0.68 y 1.06, que son muy similares a los correspondientes valores para el Edificio A (0.70 y 1.11, respectivamente). Puede concluirse que la diferencia del desempeño estructural establecido para el Edificio A y el Edificio B con asimetría en fluencia se debe al incremento de rigidez lateral resultante de las mayores fuerzas sísmicas de diseño usadas en el diseño del Edificio B.

Tabla 5.11 Índices de daño para nueva serie de análisis dinámicos no lineales

MODELO	Índices de Daño Máximos asociados a los Edificio C						
	Acelerograma						
	m01	m03	m04	m05	m06	m07	m08
	Piso 2	Piso 2	Piso 3	Piso 13	Piso 13	Piso 3	Piso 2
Edif CN	0.7782	0.5565	0.4896	0.1415	0.6356	1.0596	0.7135
	Piso 2	Piso 2	Piso 2	Piso 13	Piso 2	Piso 3	Piso 2
Edif CP	0.8112	0.6324	0.6491	0.1316	0.7502	0.9443	0.6786
Crítica Edif C	0.8112	0.6324	0.6491	0.1415	0.7502	1.0596	0.7135

Tan sólo como referencia, las *figuras 5.17 a 5.19* ilustran las distribuciones en altura de rotación máxima, rotación acumulada e índice de daño obtenidas de los diferentes análisis no lineales del Edificio C.

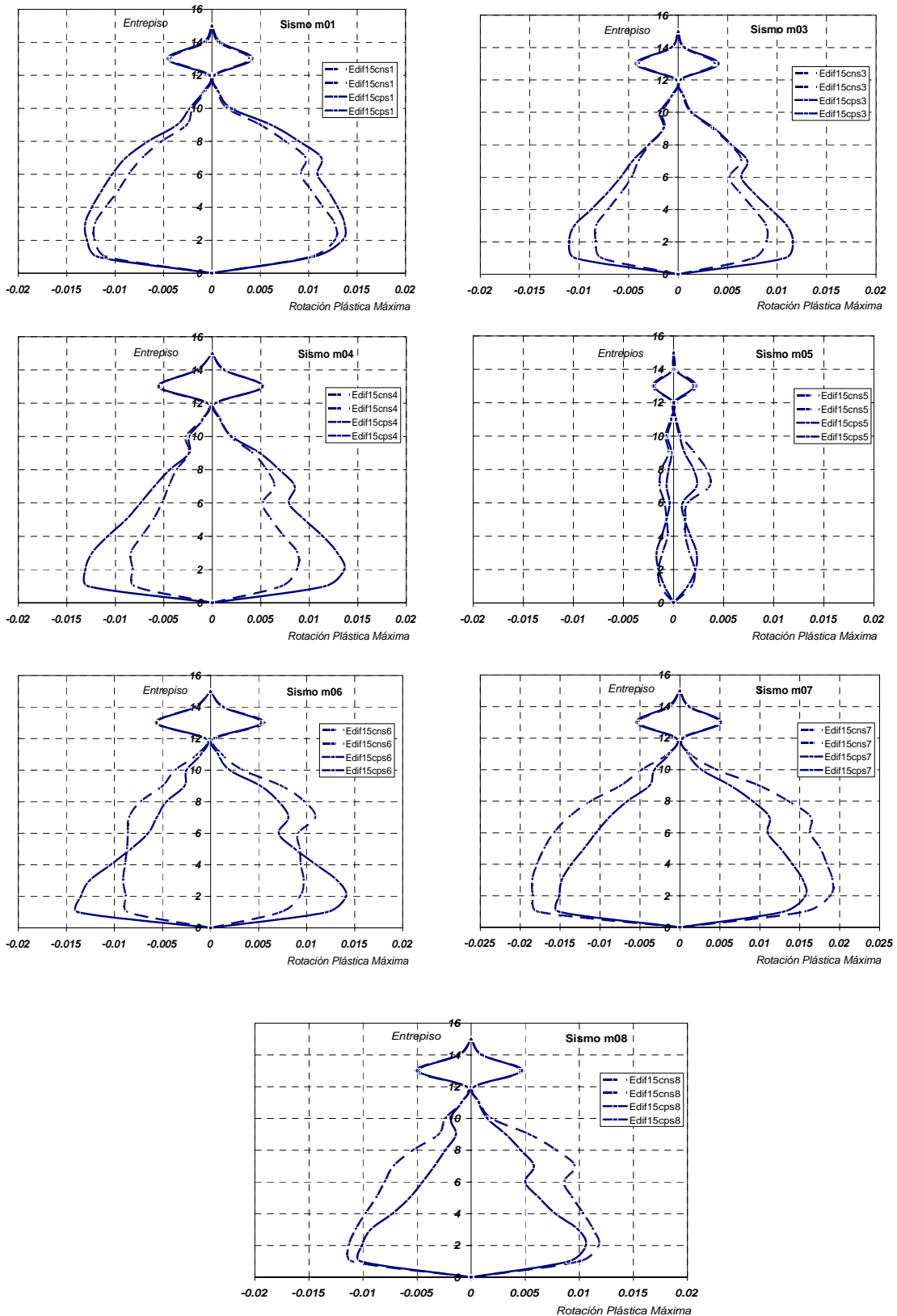


Figura 5.17 Gráficas de $\theta_{\text{máx}}$ (Rotación Plástica Máxima) para cada entrepiso en el Edificio C (CP y CN) desarrolladas en cada acelerograma.

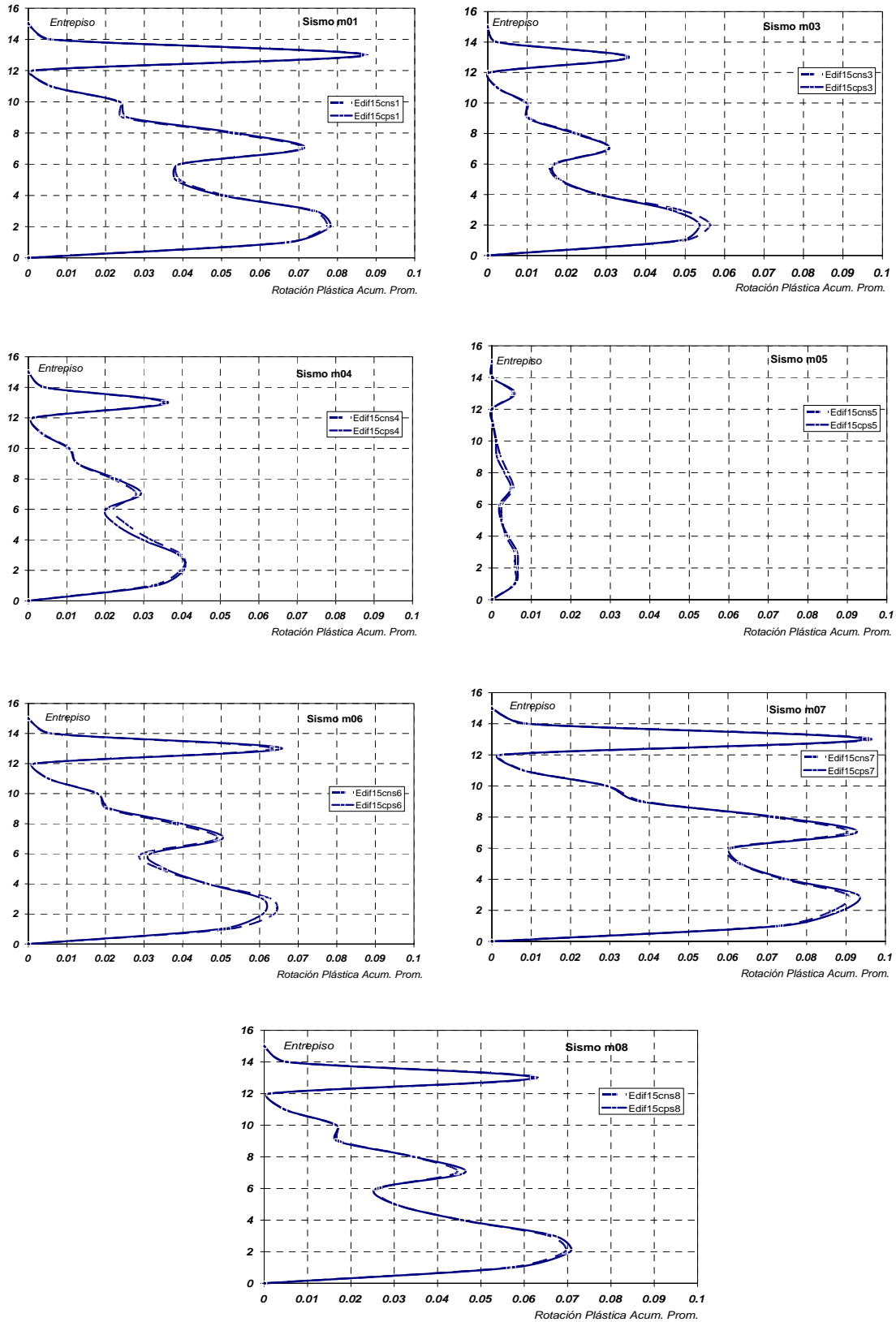


Figura 5.18 Gráficas de $\theta_{acu\ prom}$ (Rotación Plástica Acumulada Promedio) para cada entrepiso en el Edificio C (CP y CN) desarrolladas en cada acelerograma.

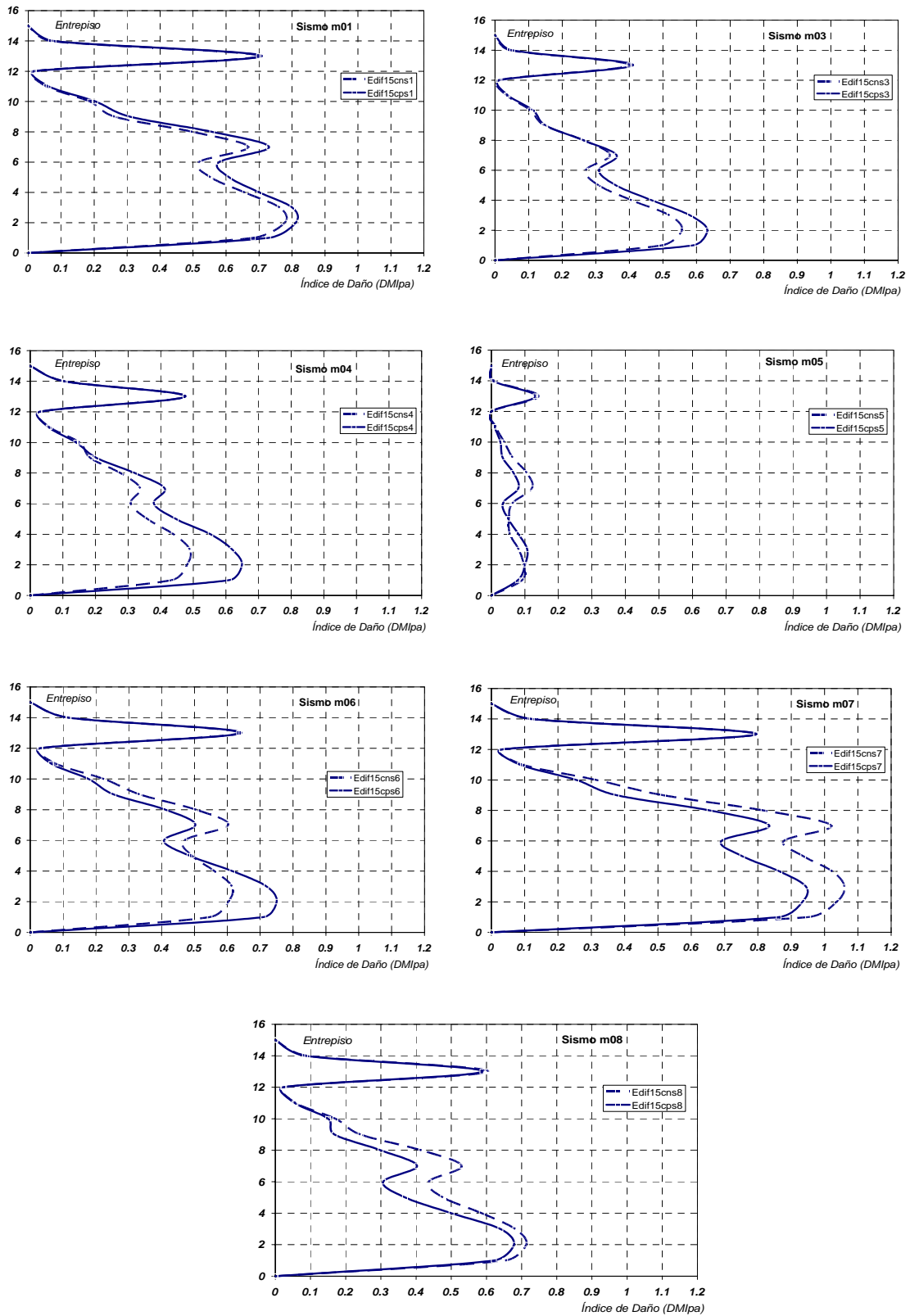


Figura 5.19 Gráficas de DM_{PA} (Índice de Daño) para cada entrepiso en el Edificio C (CP y CN) desarrollados en cada acelerograma.

La *tabla 5.12* presenta estadísticas del valor de DMI_{PA} para cada uno de los edificios bajo consideración en esta tesis. Tanto la media como la desviación estándar que se presentan para los Edificios B y C surgen a partir de la condición crítica de desempeño (para cada sismo se toma el mayor índice de daño que resulta de considerar inclinación positiva o negativa). Finalmente, las *figuras 5.20 a 5.25* presentan las distribuciones media y media más desviación estándar en altura de rotación máxima, rotación acumulada e índice de daño para todos los edificios bajo consideración.

Tabla 5.12 Media (Promedio) y Desviación Estándar para los Índices de Daño en cada Edificio.

MODELO	Índices de Daño (DMI_{PA}) Máximos asociados a cada Edificio								
	Acelerograma							Media	Desv. Std.
	m01	m03	m04	m05	m06	m07	m08	caso más crítico	caso más crítico
Edif A	0.9358	0.5964	0.5869	0.2206	0.7809	1.1147	0.6784	0.7020	0.2852
Edif BN	0.1603	0.2123	0.2227	0.0099	0.2869	0.6614	0.2681	0.3034	0.1987
Edif BP	0.1999	0.1999	0.2886	0.0262	0.4140	0.4805	0.3215		
Edif CN	0.7782	0.5565	0.4896	0.1415	0.6356	1.0596	0.7135	0.6796	0.2771
Edif CP	0.8112	0.6324	0.6491	0.1316	0.7502	0.9443	0.6786		

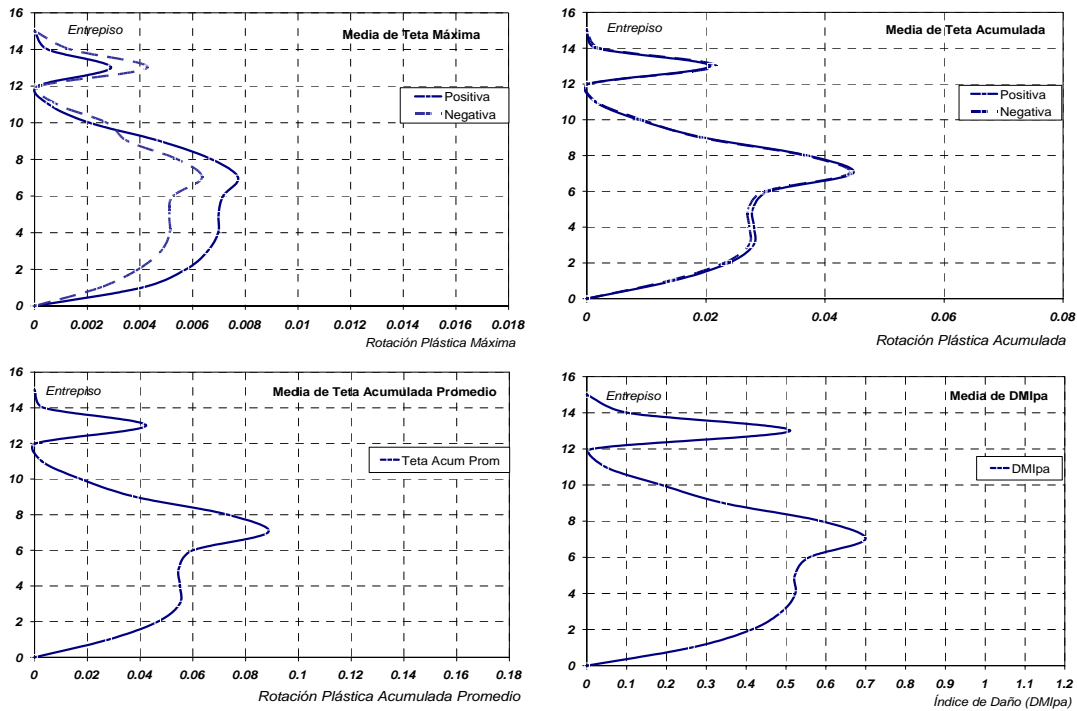


Figura 5.20 Gráficas de $\theta_{m\acute{a}x}$, θ_{acu} , θ_{acu} prom y DMI_{PA} que muestran valores de la Media (promedio) de todos los acelerogramas utilizados, Edificio A.

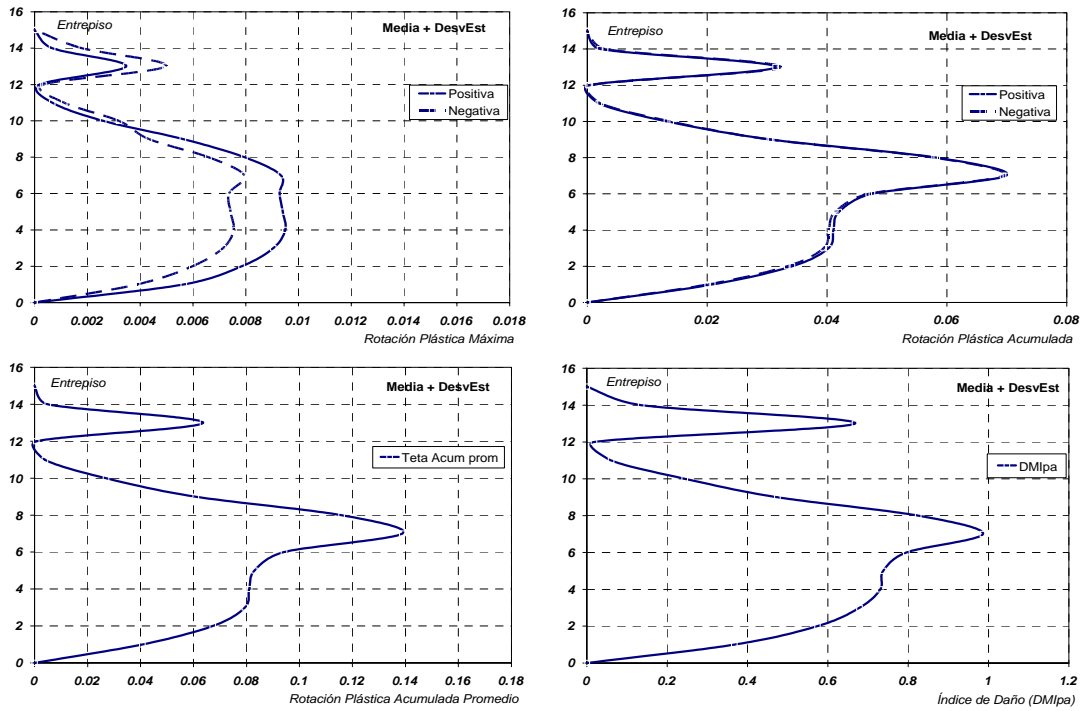


Figura 5.21 Gráficas de $\theta_{m\acute{a}x}$, θ_{acu} , θ_{acu} prom y DMI_{PA} que muestran los valores de Media+Desviación Estándar de todos los acelerogramas utilizados, Edificio A.

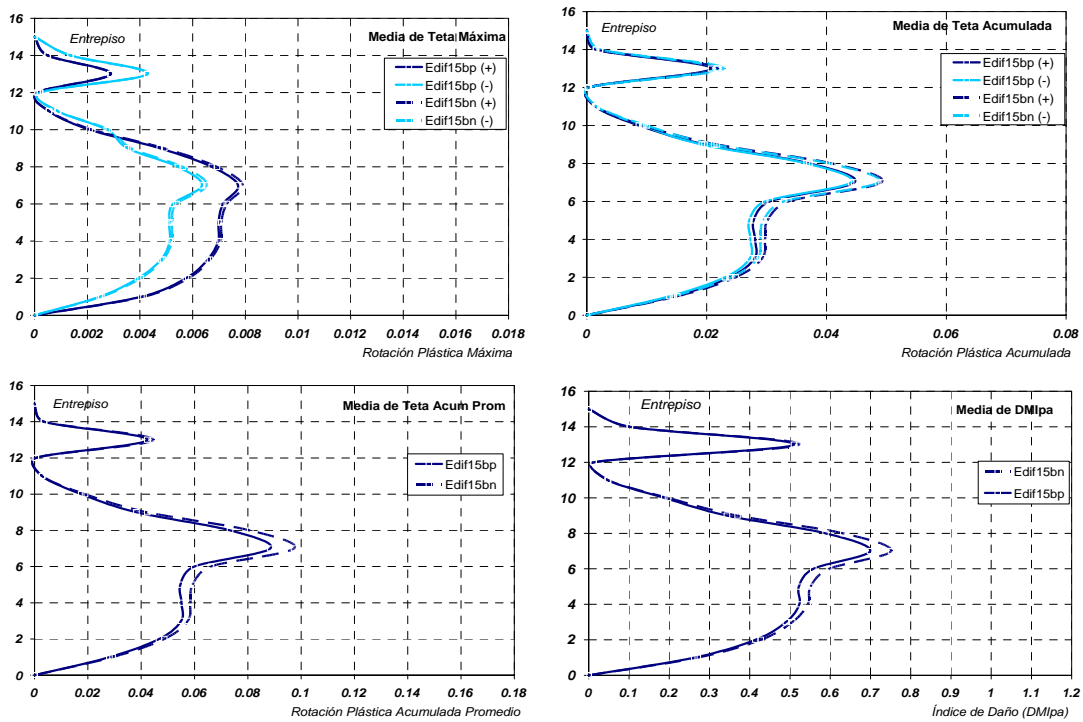


Figura 5.22 Gráficas de $\theta_{m\acute{a}x}$, θ_{acu} , θ_{acu} prom y DMI_{PA} que muestran valores de la Media (promedio) de todos los acelerogramas utilizados, Edificio B.

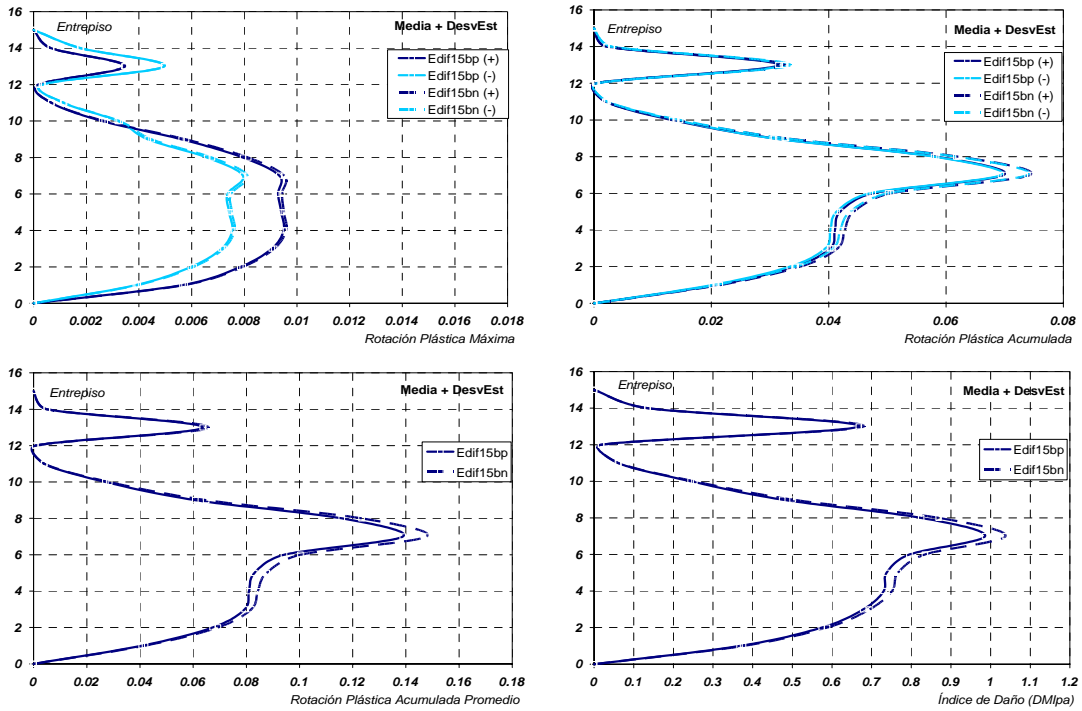


Figura 5.23 Gráficas de $\theta_{m\acute{a}x}$, θ_{acu} , $\theta_{acu\ prom}$ y DMI_{PA} que muestran los valores de Media+Desviación Estándar de todos los acelerogramas utilizados, Edificio B.

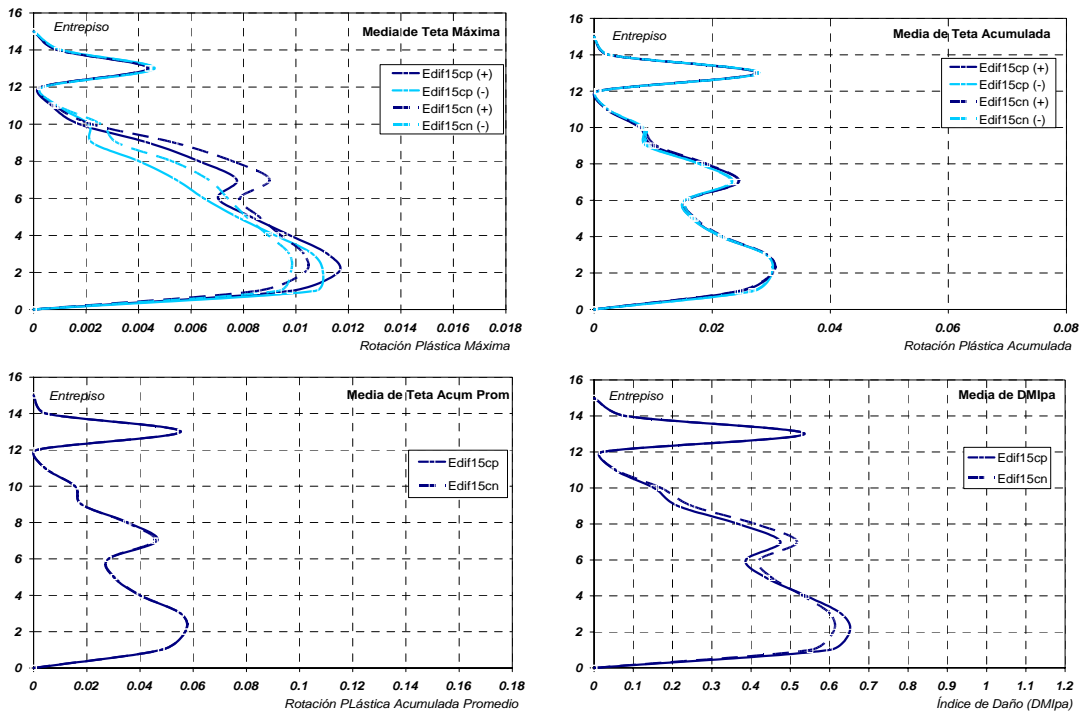


Figura 5.24 Gráficas de $\theta_{m\acute{a}x}$, θ_{acu} , $\theta_{acu\ prom}$ y DMI_{PA} que muestran valores de la Media (promedio) de todos los acelerogramas utilizados, Edificio C.

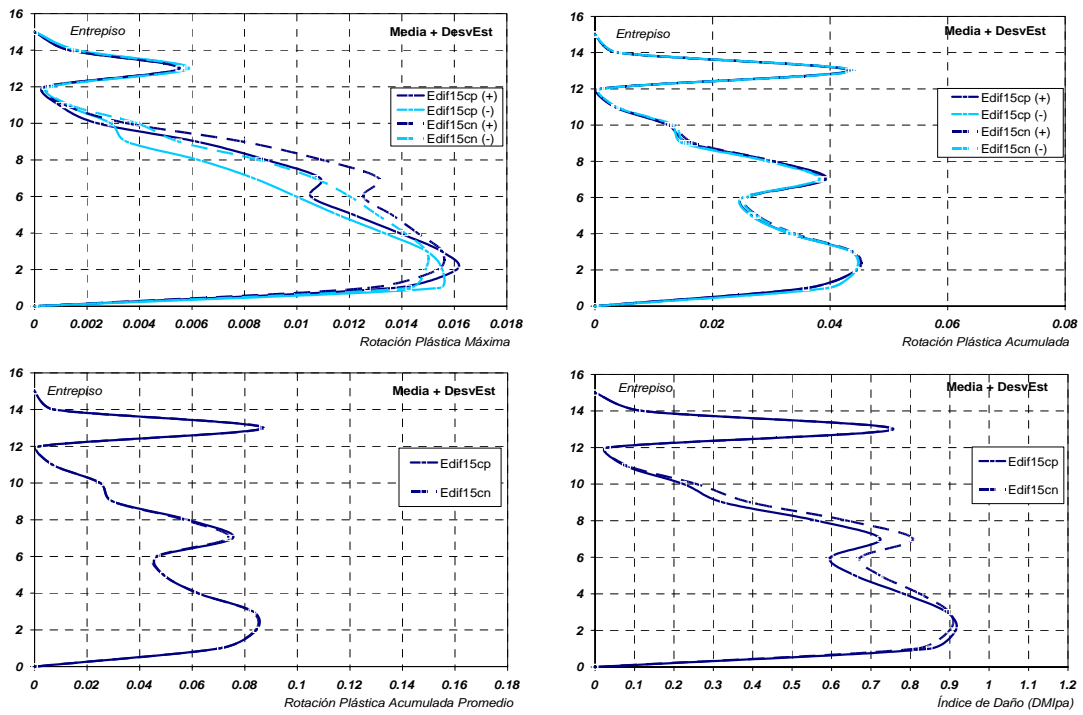


Figura 5.25 Gráficas de $\theta_{m\acute{a}x}$, θ_{acu} , $\theta_{acu\ prom}$ y DMI_{PA} que muestran los valores de Media+Desviación Estándar de todos los acelerogramas utilizados, Edificio C.

6. CONCLUSIONES

6.1 CONSIDERACIÓN SIMULTÁNEA DE ASIMETRÍA EN FLUENCIA Y EFECTOS $P-\Delta$

Las propuestas hechas para el diseño de estructuras con asimetría en fluencia es muy similar a las hechas para considerar explícitamente los efectos $P-\Delta$: se toman las ordenadas del espectro inelástico de diseño evaluadas acorde a los periodos y modos de vibrar elásticos de la estructura, y se amplifican para contrarrestar los efectos detrimentales de la asimetría o de las cargas gravitacionales. Es posible prever ciertos casos en que la superposición de estos efectos resulte particularmente detrimental para cierto tipo de estructuras. Por ejemplo, se ha observado que en la Zona del Lago del D.F., las estructuras con asimetría en fluencia y T cercano a T_g tienden a acumular deformación lateral en una sola dirección. Si se considera que en la Zona del Lago, esto ocurre en edificios que tienen de 8 a 20 niveles, podrá entenderse que los efectos $P-\Delta$, acumulados a través de varios entrepisos tenderán a promover aún más la acumulación de deformación lateral en una dirección, y por tanto, aumentar la susceptibilidad de las estructuras asimétricas al colapso.

A partir de los resultados obtenidos en esta tesis en sistemas de *un grado de libertad*, se ha concluido que los efectos de las cargas gravitacionales no resultan detrimentales a la respuesta dinámica de estructuras asimétricas degradantes que tengan resistencia lateral cercana a la esperada si se les diseña conforme a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. En cuanto a estructuras asimétricas con comportamiento elasto-plástico, los resultados obtenidos sugieren que la resistencia lateral de diseño para estructuras asimétricas con irregularidades de rigidez y/o resistencia lateral moderadas a altas en altura y valores de periodo fundamental de vibración cercanos al periodo dominante del suelo, debe ser mayor que para aquellas estructuras con las mismas características pero sin efectos $P-\Delta$.

6.2 DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS CON Y SIN ASIMETRÍA EN FLUENCIA

El avance en los enfoques conceptuales y herramientas requeridas para establecer el desempeño estructural de las estructuras sismorresistentes hacen contemplar la posibilidad de que en un futuro se implementen metodologías más racionales para el diseño sísmico de estructuras con asimetría en fluencia.

En lo que se refiere a nuestras posibilidades actuales, es de especial interés establecer y contrastar el desempeño sísmico esperado en estructuras simétricas diseñadas conforme al Reglamento de Construcciones del D.F. (y Normas Técnicas Complementarias), y aquel correspondiente a estructuras asimétricas diseñadas conforme a propuestas recientes. En particular, en esta tesis se consideró la propuesta hecha por Terán y Arroyo (2002) para determinar la resistencia lateral de estructuras asimétricas.

A partir del estudio de la respuesta y desempeño sísmico de tres versiones del mismo edificio (denotadas A, B y C en el capítulo 5), puede concluirse lo siguiente:

- Ninguna de las tres versiones del edificio tiene una resistencia lateral que exhibe pendiente post-elástica negativa en el rango de deformaciones que abarca hasta la capacidad de deformación última del edificio. Esto debido a que los modelos para los edificios en estudio llegaron a la falla antes de que los efectos de segundo orden se hicieran presentes. Como consecuencia, los efectos $P-\Delta$ no tienen una influencia de importancia en el desempeño sísmico de las edificaciones estudiadas en esta tesis.
- El diseñar las estructuras asimétricas para mayores niveles de carga lateral resulta en un doble impacto sobre los elementos de la edificación: A) Elementos estructurales con mayor armado y B) Elementos estructurales más robustos. Debido a lo anterior, un edificio con asimetría en fluencia no sólo exhibe un cortante basal resistente mayor respecto a su contraparte simétrica, sino además un periodo fundamental de vibración menor.
- Como consecuencia de lo anterior, un edificio asimétrico diseñado a través del uso de factores de amplificación de resistencia derivados de sistemas de *un grado de libertad* puede exhibir un desempeño estructural superior al de su contraparte simétrica. En esta tesis se observó que esto puede deberse en mucho a la reducción del periodo dominante de la estructura asimétrica con respecto al de su contraparte simétrica.
- En cuanto se elimina el efecto del cambio de rigidez de la estructura asimétrica, se observa que los factores de amplificación de resistencia derivados de sistemas de *un grado de libertad* resultan en que las estructuras simétricas y asimétricas tengan desempeños estructurales consistentes.
- Es importante señalar que en algunos casos, el cambio en la rigidez del sistema asimétrico respecto al sistema simétrico puede no ser benéfico, sino detrimental. Considere por ejemplo el caso de estructuras cuyo periodo fundamental de vibración sea mayor al periodo dominante del terreno. En un caso así, la reducción del periodo acercaría a la estructura a la zona de mayor amplificación dinámica y por ende, a un desempeño sísmico inferior.
- Aunque en la mayoría de los casos prácticos el cambio en la rigidez lateral de los edificios asimétricos (con respecto a su contraparte simétrica) resulta en un mejor desempeño sísmico, la elaboración de requerimientos de diseño para estructuras asimétricas debe contemplar cuidadosamente el efecto de dicho cambio.

6.3 CONCLUSIONES FINALES

El efecto de la asimetría en fluencia ha sido estudiado por diversos investigadores, quienes han propuesto metodologías de diseño basadas en incrementar su resistencia lateral de diseño con respecto a la que tendría una estructura similar pero simétrica. Dentro de este esquema, es fundamental contemplar explícitamente el impacto de las demandas máxima y acumulada de desplazamiento en el comportamiento sísmico de estructuras. Asimismo, también es fundamental contemplar explícitamente las propiedades estructurales y de la excitación sísmica que afectan el desempeño estructural de sistemas con asimetría en fluencia.

Los resultados obtenidos en sistemas de *uno y varios grados de libertad* sugieren que los factores de amplificación de resistencia propuestos por Terán-Arroyo (2002) constituyen una base sólida a partir de la cual puedan plantearse requerimientos de diseño que resulten en diseños más racionales y confiables de estructuras asimétricas. Sin embargo, un aspecto importante que debe contemplarse es el cambio de periodo fundamental del sistema asimétrico con respecto al sistema simétrico.

APÉNDICE A

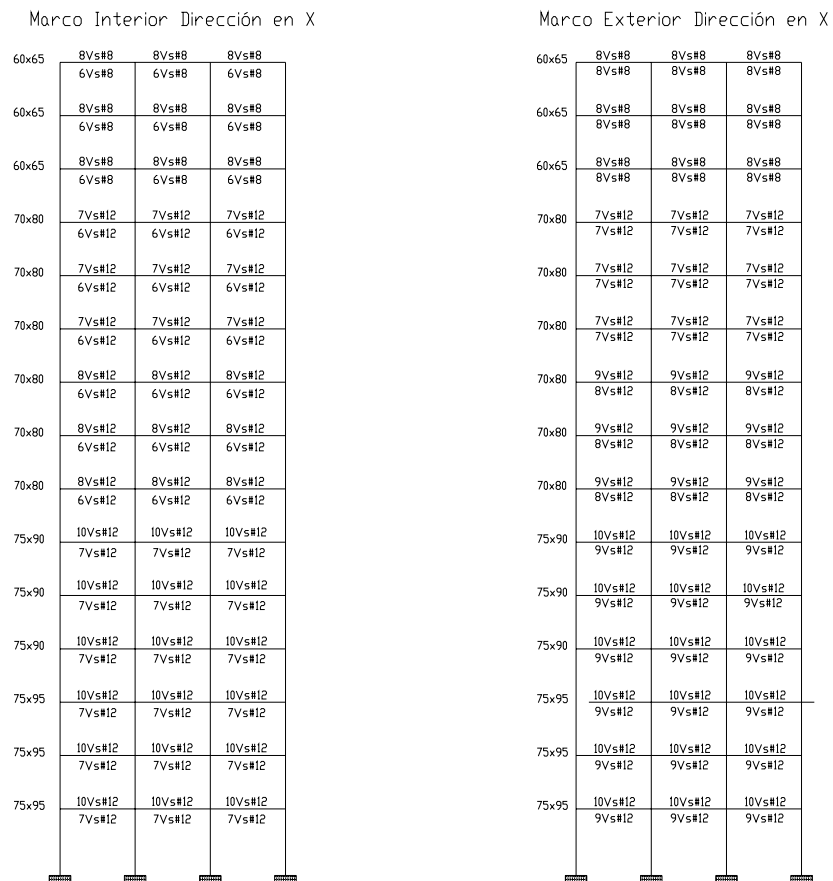


Figura A1 Armado de los extremos de las Vigas de Marcos en Dirección X para el Edificio A.

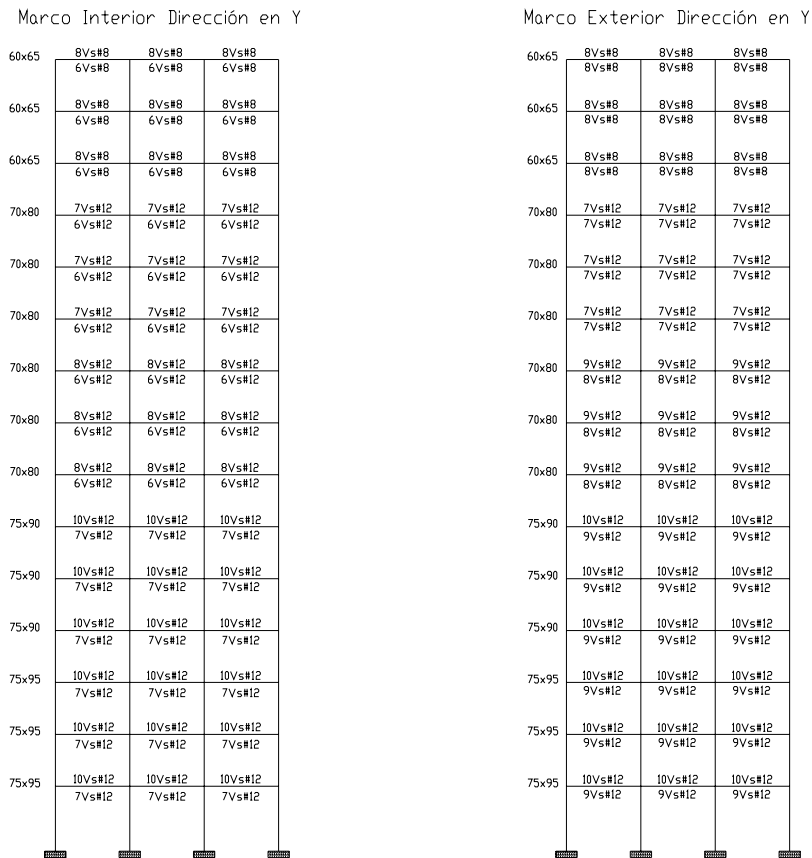


Figura A2 Armado de los extremos de las Vigas de Marcos en Dirección Y para el Edificio A.

Marco Interior Dirección en X

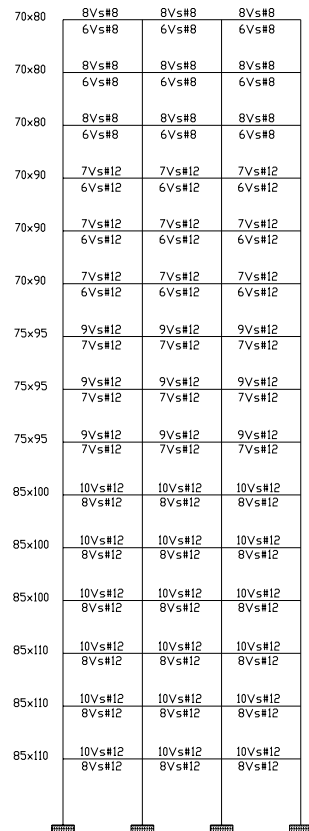
70x80	8Vs#8 6Vs#8	8Vs#8 6Vs#8	8Vs#8 6Vs#8
70x80	8Vs#8 6Vs#8	8Vs#8 6Vs#8	8Vs#8 6Vs#8
70x80	8Vs#8 6Vs#8	8Vs#8 6Vs#8	8Vs#8 6Vs#8
70x90	7Vs#12 6Vs#12	7Vs#12 6Vs#12	7Vs#12 6Vs#12
70x90	7Vs#12 6Vs#12	7Vs#12 6Vs#12	7Vs#12 6Vs#12
70x90	7Vs#12 6Vs#12	7Vs#12 6Vs#12	7Vs#12 6Vs#12
75x95	9Vs#12 7Vs#12	9Vs#12 7Vs#12	9Vs#12 7Vs#12
75x95	9Vs#12 7Vs#12	9Vs#12 7Vs#12	9Vs#12 7Vs#12
75x95	9Vs#12 7Vs#12	9Vs#12 7Vs#12	9Vs#12 7Vs#12
85x100	10Vs#12 8Vs#12	10Vs#12 8Vs#12	10Vs#12 8Vs#12
85x100	10Vs#12 8Vs#12	10Vs#12 8Vs#12	10Vs#12 8Vs#12
85x100	10Vs#12 8Vs#12	10Vs#12 8Vs#12	10Vs#12 8Vs#12
85x110	10Vs#12 8Vs#12	10Vs#12 8Vs#12	10Vs#12 8Vs#12
85x110	10Vs#12 8Vs#12	10Vs#12 8Vs#12	10Vs#12 8Vs#12
85x110	10Vs#12 8Vs#12	10Vs#12 8Vs#12	10Vs#12 8Vs#12

Marco Exterior Dirección en X

70x80	9Vs#8 8Vs#8	9Vs#8 8Vs#8	9Vs#8 8Vs#8
70x80	9Vs#8 8Vs#8	9Vs#8 8Vs#8	9Vs#8 8Vs#8
70x80	9Vs#8 8Vs#8	9Vs#8 8Vs#8	9Vs#8 8Vs#8
70x90	9Vs#12 9Vs#12	9Vs#12 9Vs#12	9Vs#12 9Vs#12
70x90	9Vs#12 9Vs#12	9Vs#12 9Vs#12	9Vs#12 9Vs#12
70x90	9Vs#12 9Vs#12	9Vs#12 9Vs#12	9Vs#12 9Vs#12
75x95	10Vs#12 8Vs#12	10Vs#12 8Vs#12	10Vs#12 8Vs#12
75x95	10Vs#12 8Vs#12	10Vs#12 8Vs#12	10Vs#12 8Vs#12
75x95	10Vs#12 8Vs#12	10Vs#12 8Vs#12	10Vs#12 8Vs#12
85x100	11Vs#12 11Vs#12	11Vs#12 11Vs#12	11Vs#12 11Vs#12
85x100	11Vs#12 11Vs#12	11Vs#12 11Vs#12	11Vs#12 11Vs#12
85x100	11Vs#12 11Vs#12	11Vs#12 11Vs#12	11Vs#12 11Vs#12
85x110	10Vs#12 10Vs#12	10Vs#12 10Vs#12	10Vs#12 10Vs#12
85x110	10Vs#12 10Vs#12	10Vs#12 10Vs#12	10Vs#12 10Vs#12
85x110	10Vs#12 10Vs#12	10Vs#12 10Vs#12	10Vs#12 10Vs#12

Figura A3 Armado de los extremos de las Vigas de Marcos en Dirección X para el Edificio B.

Marco Interior Dirección en Y



Marco Exterior Dirección en Y

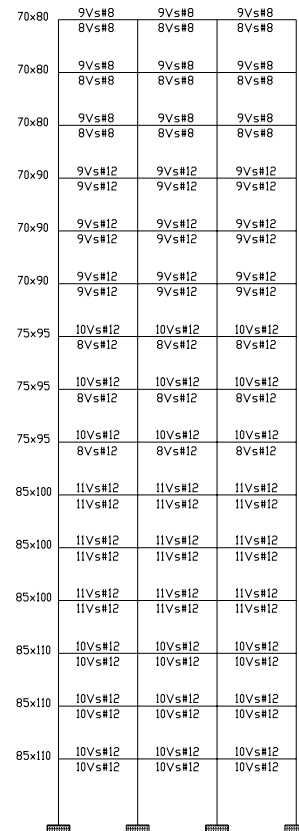


Figura A4 Armado de los extremos de las Vigas de Marcos en Dirección Y para el Edificio B.

Marco Exterior Dirección en X

75x75	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12
75x75	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12
75x75	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12
90x90	20Vs#12	20Vs#12	20Vs#12	20Vs#12
90x90	20Vs#12	20Vs#12	20Vs#12	20Vs#12
90x90	20Vs#12	20Vs#12	20Vs#12	20Vs#12
95x95	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12
95x95	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12
95x95	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12
100x100	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12
100x100	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12
100x100	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12
105x105	32Vs#12	32Vs#12	32Vs#12	32Vs#12
105x105	32Vs#12	32Vs#12	32Vs#12	32Vs#12
105x105	32Vs#12	32Vs#12	32Vs#12	32Vs#12

Marco Exterior Dirección en Y

75x75	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12
75x75	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12
75x75	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12
90x90	20Vs#12	20Vs#12	20Vs#12	20Vs#12
90x90	20Vs#12	20Vs#12	20Vs#12	20Vs#12
90x90	20Vs#12	20Vs#12	20Vs#12	20Vs#12
95x95	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12
95x95	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12
95x95	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12
100x100	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12
100x100	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12
100x100	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12
105x105	32Vs#12	32Vs#12	32Vs#12	32Vs#12
105x105	32Vs#12	32Vs#12	32Vs#12	32Vs#12
105x105	32Vs#12	32Vs#12	32Vs#12	32Vs#12

Figura A5 Armado de Columnas en Marcos Exteriores en Dirección X y en Dirección Y, respectivamente, para el Edificio A.

Marco Interior

75x75	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12
75x75	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12
75x75	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12
90x90	20Vs#12	20Vs#12	20Vs#12	20Vs#12
90x90	20Vs#12	20Vs#12	20Vs#12	20Vs#12
90x90	20Vs#12	20Vs#12	20Vs#12	20Vs#12
95x95	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12
95x95	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12
95x95	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12
105x105	32Vs#12	32Vs#12	32Vs#12	32Vs#12
105x105	32Vs#12	32Vs#12	32Vs#12	32Vs#12
105x105	32Vs#12	32Vs#12	32Vs#12	32Vs#12
105x105	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12
105x105	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12
105x105	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12

Figura A6 Armado de Columnas en Marcos Interiores en ambas Direcciones para el Edificio A.

Marco Exterior Dirección en X

80x80	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12
80x80	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12
80x80	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12
95x95	24Vs#12	24Vs#12	24Vs#12	24Vs#12
95x95	24Vs#12	24Vs#12	24Vs#12	24Vs#12
95x95	24Vs#12	24Vs#12	24Vs#12	24Vs#12
100x100	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12
100x100	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12
100x100	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12
110x110	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12
110x110	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12
110x110	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12
110x110	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12
110x110	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12
110x110	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12

Marco Exterior Dirección en Y

80x80	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12
80x80	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12
80x80	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12
95x95	24Vs#12	24Vs#12	24Vs#12	24Vs#12
95x95	24Vs#12	24Vs#12	24Vs#12	24Vs#12
95x95	24Vs#12	24Vs#12	24Vs#12	24Vs#12
100x100	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12
100x100	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12
100x100	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12	28Vs#12
110x110	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12
110x110	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12
110x110	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12
110x110	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12
110x110	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12
110x110	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12

Figura A7 Armado de Columnas en Marcos Exteriores en Dirección X y en Dirección Y, respectivamente, para el Edificio B.

Marco Interior

80x80	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12
80x80	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12
80x80	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12	16Vs#12
95x95	24Vs#12	24Vs#12	24Vs#12	24Vs#12
95x95	24Vs#12	24Vs#12	24Vs#12	24Vs#12
95x95	24Vs#12	24Vs#12	24Vs#12	24Vs#12
105x105	32Vs#12	32Vs#12	32Vs#12	32Vs#12
105x105	32Vs#12	32Vs#12	32Vs#12	32Vs#12
105x105	32Vs#12	32Vs#12	32Vs#12	32Vs#12
110x110	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12
110x110	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12
110x110	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12
110x110	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12
110x110	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12
110x110	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12	36Vs#12

Figura A8 Armado de Columnas en Marcos Interiores en ambas Direcciones para el Edificio B.

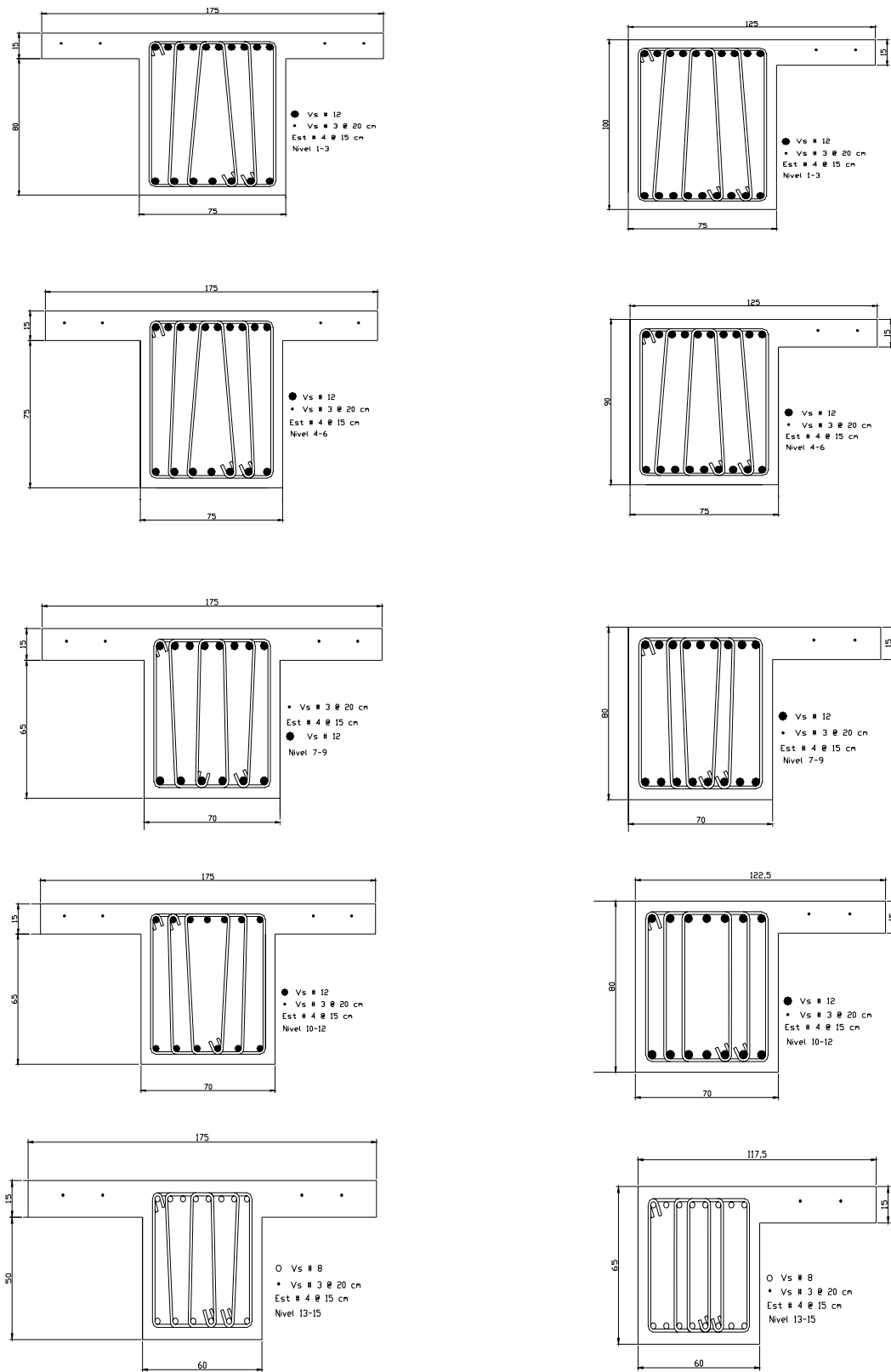


Figura A9 Detallado de Vigas de Marcos Interior y Exterior respectivamente, Dirección X para el Edificio A.

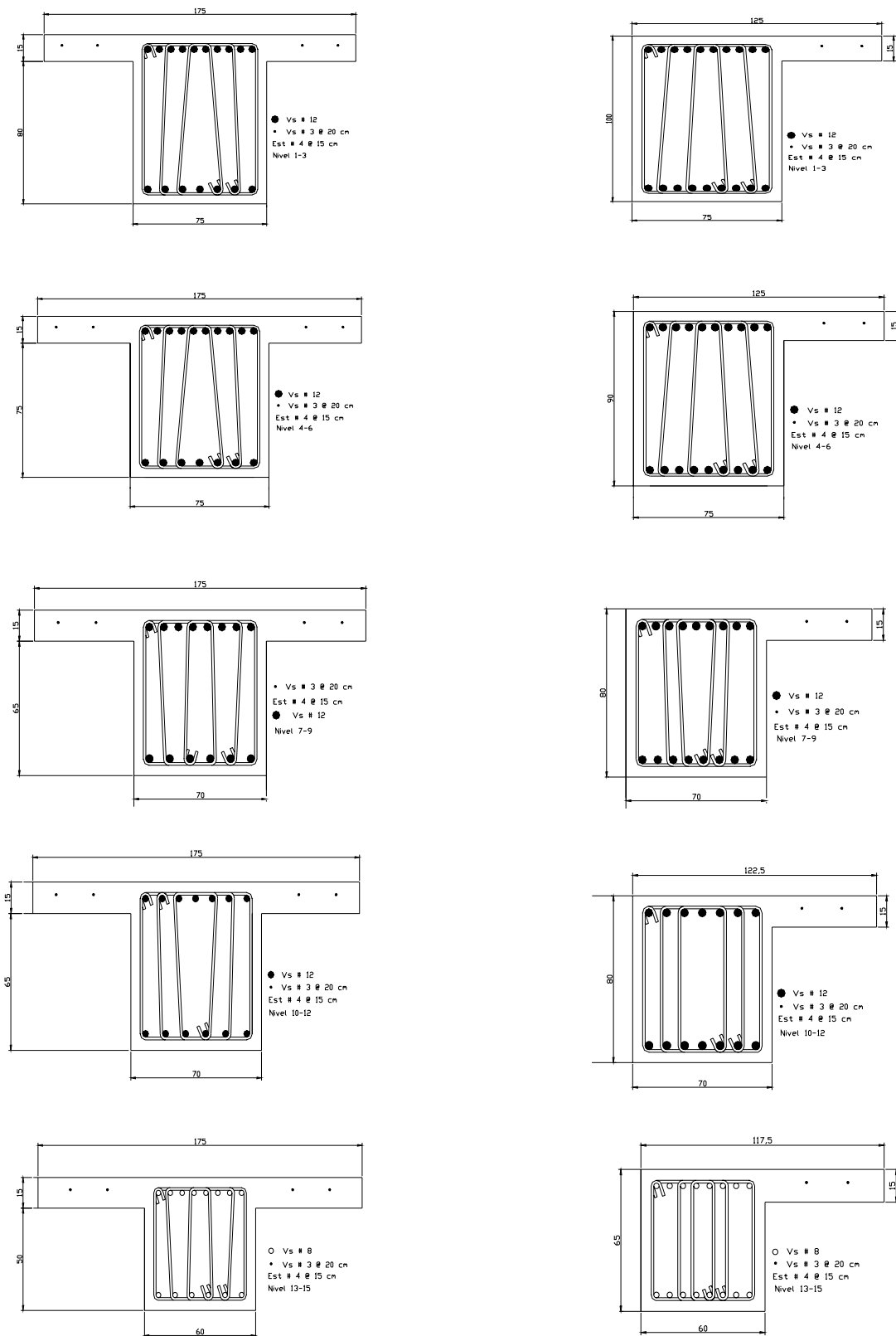


Figura A10 Detallado de Vigas de Marcos Interior y Exterior respectivamente, Dirección Y para el Edificio A.

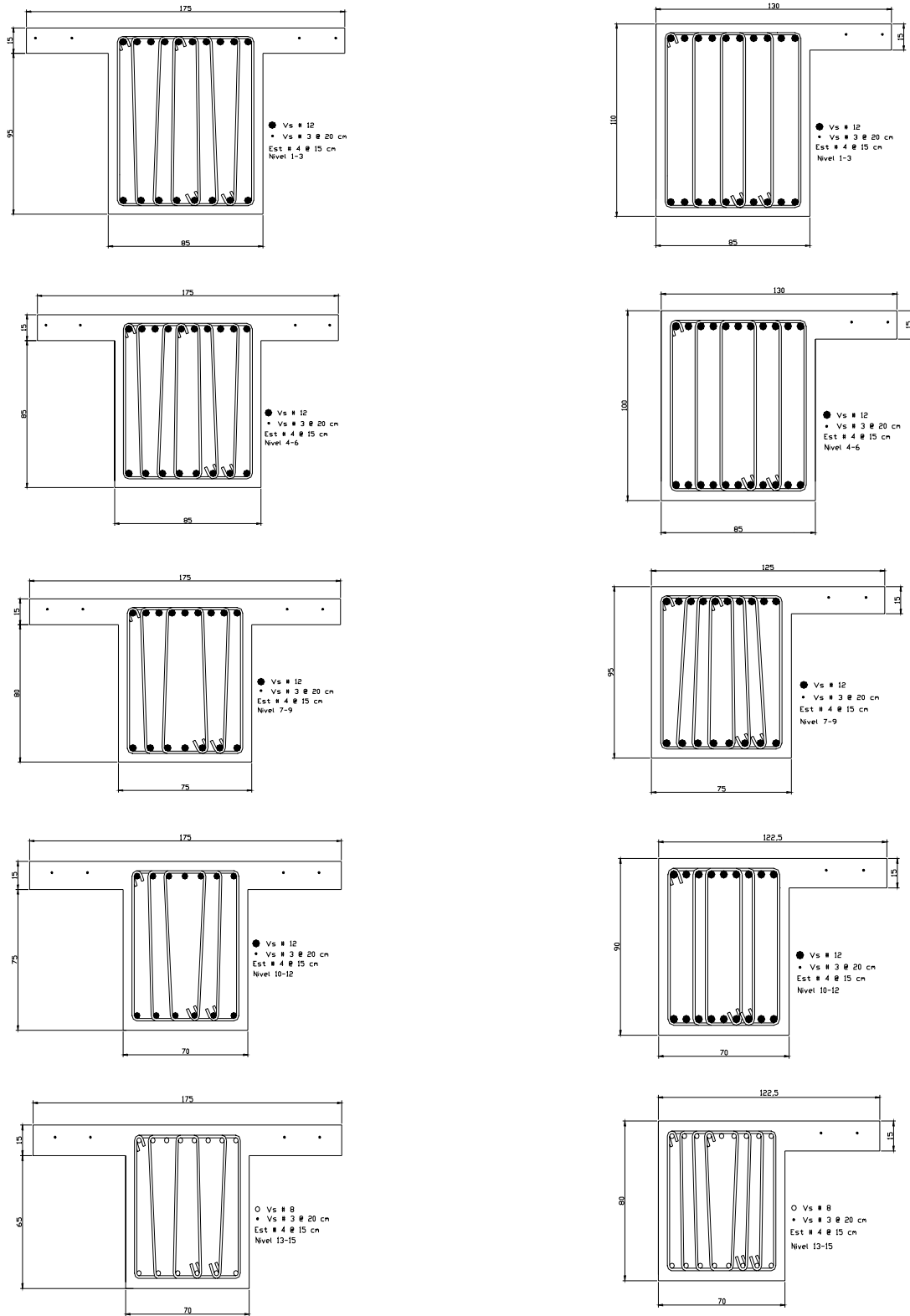


Figura A11 Detallado de Vigas de Marcos Interior y Exterior respectivamente, Dirección X para el Edificio B.

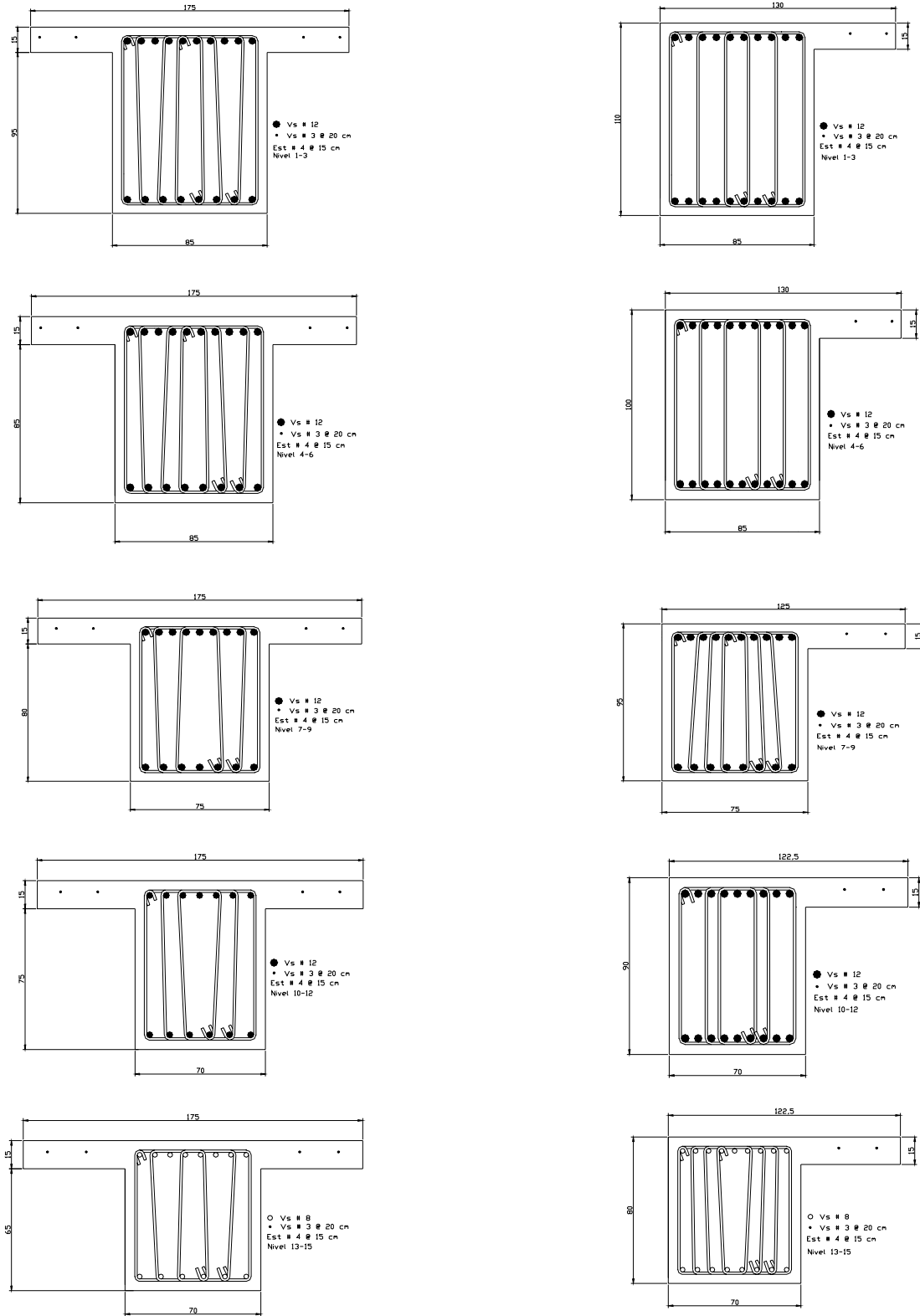


Figura A12 Detallado de Vigas de Marcos Interior y Exterior respectivamente, Dirección Y para el Edificio B.

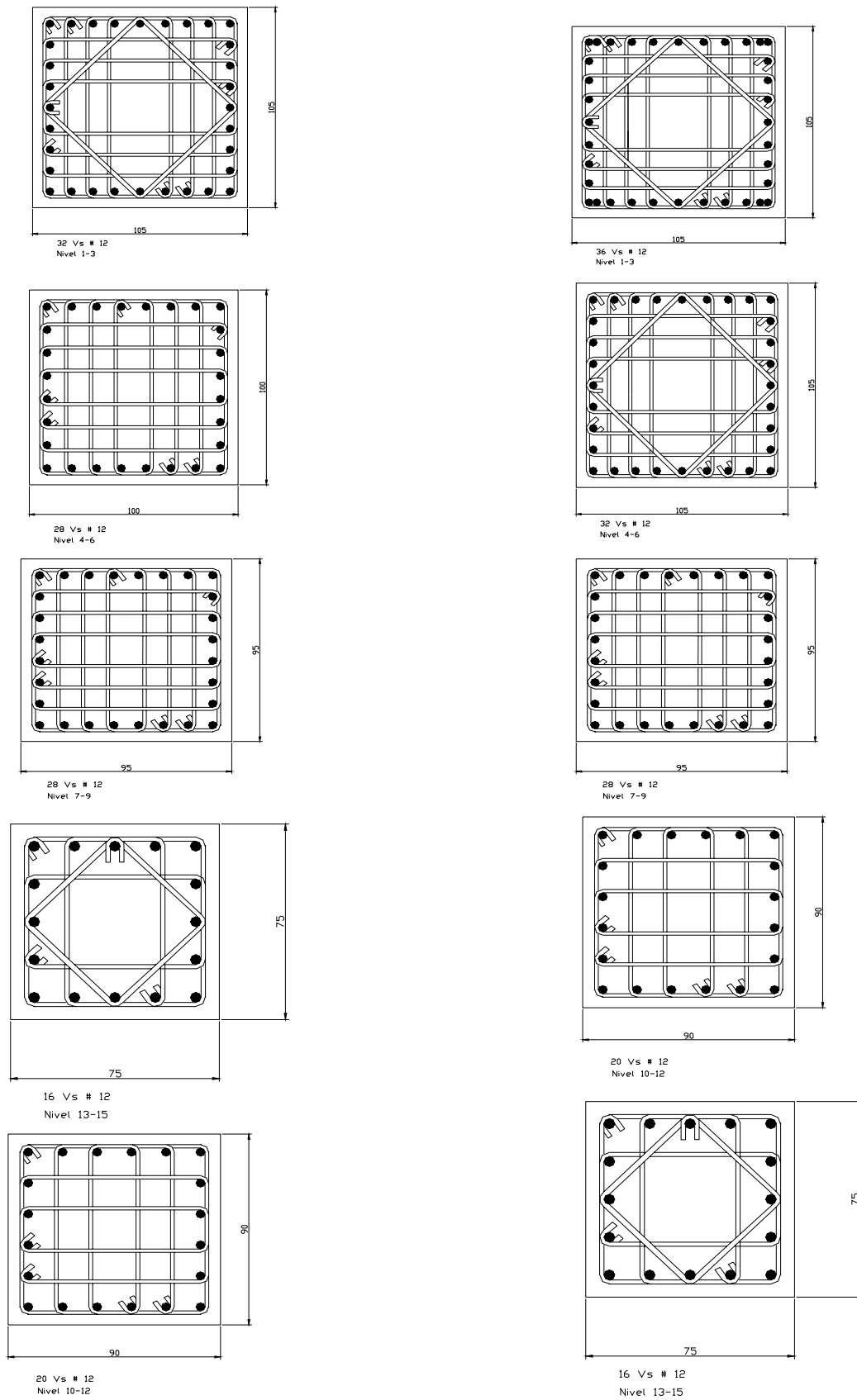


Figura A13 Detallado de Columnas de Marcos Exteriores e Interiores, respectivamente, en Dirección X e Y para el Edificio A.

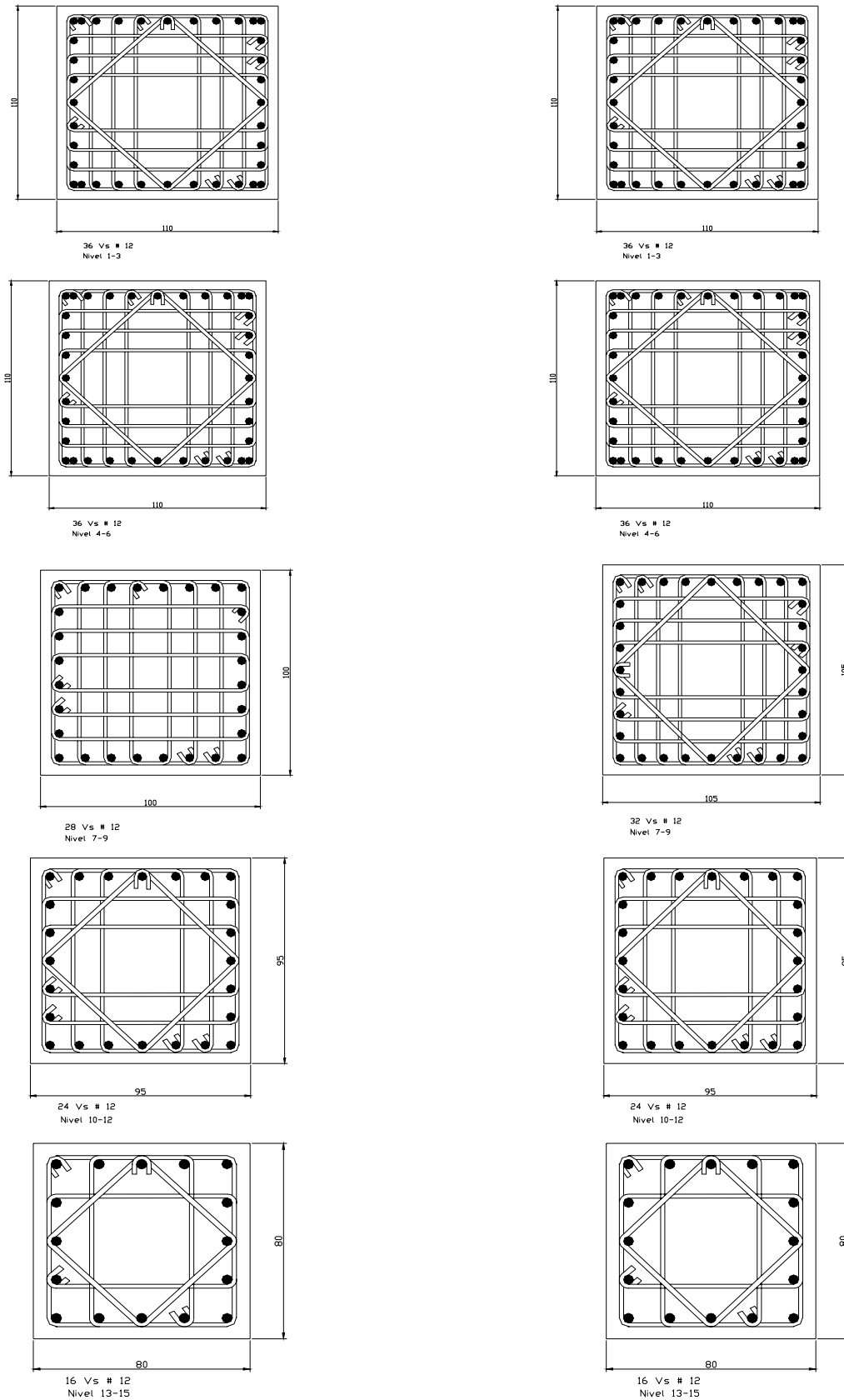


Figura A14 Detallado de Columnas de Marcos Exteriores e Interiores, respectivamente, en Dirección X e Y para el Edificio B.

BIBLIOGRAFIA

Andrews A. L. (1977), "Slenderness Effects in Earthquake Resisting Frames", Bulletin of The New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 10, No. 3, pp 154-158.

Base Mexicana de Sismos Fuertes (2000), Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica A. C., Instituto de Ingeniería UNAM, CFE, CICESE, ICA, CIRES A. C., CENAPRED, RIIS y Geofísica UNAM, Vol. 2.

Bernal D. (1987a), "Amplification Factors for Inelastic Dynamic P- Δ Effects in Earthquake Analysis", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 15, pp 635-651.

Bernal D. (1987b), "Amplification Factors for Inelastic Dynamic P- Δ Effects in Earthquake Analysis", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 8, pp 117-144.

Bernal D. (1987c), "P- Δ Effects in the Inelastic Response of Multistory Buildings", Proc. Pacific conference on Earthquake Engineering, New Zealand, 2, 221-230.

Bernal D. (1990), "P- Δ Effects and Instability in the Seismic Response of Buildings", Report No. CE-90-14, Northeastern University, Boston, Mass.

Bernal D. (1992), "Instability of Building Subjected to Earthquakes", J. Structural Engineering, ASCE, 18 (8), 2239-2260.

Bernal D. (1998), "Instability of Building During Seismic Response", Engineering Structures, Vol. 20, Nov. 4-6, pp 496-502.

Biggs J. M. (1964), "Introduction to Structural Dynamics", McGraw-Hill, New York.

Chung Y. S., Meyer C. and Shinozuka M. (1987), "Seismic Damage Assessment of Reinforced Concrete Members", Technical Report NCEER-87-0022; National Center for Earthquake Engineering Research; Buffalo, New York.

Chung Y. S., Meyer C. and Shinozuka M. (1989), "Modeling of Concrete Damage", ACI Structural Journal, 86(3), 259-271.

Clough R. W., and Penzien J. (1975), "Dynamics of Structures", McGraw-Hill, New York.

Cosenza E., Manfredi G. and Ramasco R. (1990), "An Evaluation of the Use of Damage Functional in Earthquake Resistant Design", Memories of IX European Congress of Seismic Engineering, Vol. 9, pp 303-312; Moscow.

Cosenza E., Manfredi G. and Ramasco R. (1993), "The Use of Damage Functional in Earthquake Engineering: A Comparison between Different Methods", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 22, 855-868.

Differences between the 1985 and 1988 editions of the NEHRP. Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings. (1988), Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.

El Kordi E. and Bernal D. (1991), "Instability in Buildings Subjected to Earthquakes", Report No. CE-91-15, Northeastern University, Boston, Mass.

Fajfar P. (1992), "Equivalent Ductility Factors taking into Account Low-Cycle-Fatigue", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 21, 837-848.

Fajfar P. and Fischinger M. (1992), "An Approximate Method for Seismic Damage Analysis of Buildings", Memories of X World Congress of Seismic Engineering, Vol. 7, 3921-3926.

FEMA 273 (1997), "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", ASCE/FEMA 273 Prestandard, First Draft.

Gaceta Oficial del D: F: (1995), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", México.

Gaceta Oficial del D: F: (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", México.

Gregory A. MacRae (1994), "P- Δ Effects on Single-Degree-of-Freedom Structures in Earthquakes", Earthquake Spectra, Vol. 10, No. 3, pp 539-568.

Hachem Mahmoud M. (1999), "BISPEC Program Dynamic Analysis in Degree One Freedom (DOF) Oscillators", Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California.

Husid R. (1967), "Gravity Effects on the Earthquake Response of Yielding Structures", Earthquakes Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, Cal.

Hutchison D. L. et al. (1986), "Draft Provisions of NZS 4203: 1984 Seismic Provisions", Bulletin NZNSEE, 19(3), 158-168.

Iglesias J., Robles F., De la Cera J. y González Cuevas O. M. (1988), "Reparación de Estructuras de Concreto y Mampostería", División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Ingeniería Sísmica, UAM-Azcapotzalco.

Jennings P. C. and Husid R. (1968), "Collapse of Yielding Structures under Earthquakes", Journal Engineering Mechanics, ASCE, 94 (5), 1045-1065.

MacRae G. A., Carr A. J. and Warpole W. R. (1990), "The Seismic Response of Steel Frames", Research Report 90-6, Department of Civil Engineering, University of Canterbury.

MacRae G. A. and Kawashima K. (1993), "The Seismic Response of Bilinear Oscillators using Japanese Earthquakes Records", Journal of Research of the Public Works Research Institute", Vol. 30, Ministry of Construction, Japan.

MacRae G. A., Priestley M. J. N. and Tao J. (1993), "P- Δ in Seismic Regions", Structural Systems Research Project, Report No. SSRP 93/05, Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, San Diego, 115 pp.

MacRae G. A. (1994), "P- Δ Effects on Single Degree of Freedom Structures in Earthquakes", Earthquake Spectra, Dept. of AMES, University of California, San Diego, Vol. 10, No. 3, pp 539-568.

Mahin S. and Boroschek R. (1991), "Influence of Geometric Non-Linearities on the Seismic Response and Design of Bridges Structures", Report of California Department Transportation, Divisions of Structures.

Montgomery C. J. (1981), "Influence of P- Δ on Seismic Design", Can. J. Civ. Engineering, 8, 31-43.

Moss P. J. and Carr A. J. (1980), "The Effects of Large Displacements on the Earthquake Response of Tall Structures", Bulletin NZNSEE, 13(4), 317-328.

Nakajima A., Abe H. and Kuranishi S. (1990), "Effect of Multiple Collapse Modes of Dynamic Failure of Structures with Structural Instability", in Proc. Japan Society Civil Engineers, (416), 13-23.

National Earthquake Hazard Reduction Program (NEHRP) recommended provisions for the development of seismic regulations for new buildings, (1994), Building Seismic Safety Council, Washington, D. C.

Neuss C. F., Maison N. M. and Bouwkamp J. G. (1983), "A Study of Computer Modelling Formulation and Special Analytical Procedures of Earthquake Response of Multistory Buildings", A Report to the National Science Foundation, Washington, U.S.A.

Ortega J., Ruiz S. E. Y Diederich R. (1988), "Demandas de Ductilidad de Sistemas Estructurales con Relación Carga-Deformación Asimétrica. Influencia de la Duración del Movimiento", Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.

Park Y. J. and Ang A. H. (1985), "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete", ASCE, Journal of Structural Engineering, 111(ST4), 740-757.

Park Y. J., Ang A. H. and Wen Y. K. (1987), "Damage Limiting Aseismic Design of Buildings", Earthquake Spectra, 3(1), 1-26.

Paulay T. (1978), "A Consideration of P- Δ Effects in Ductile Reinforced Concrete Frames", Bulletin of The New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 111 (3), 151-160.

Pique J. (1976), "On The Use of Simple Models in Nonlinear Dynamic Analysis", Report R76-43, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass.

Prakash V., Powell G. H. and Campbell S. (1993), "DRAIN 2DX Base Program Description and Users Guide", Report UCB/SEMM-93/17, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley.

Priestley M. J. N., MacRae G. A. and Tao J. (1993), "P- Δ Effect on Single Degree of Oscillators with Degrading Characteristics", Chapter 2 of "P- Δ in Seismic Regions" by MacRae G. A., Priestley M. J. N. and Tao J., Structural Systems Research Project, Report No. SSRP93/05, Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, San Diego, 115pp.

Qi X. and Moehle J. P. (1991), "Displacement Design Approach for Reinforced Concrete Structures Subjected to Earthquakes", Report UCB/EERC-91/02, Department Of Civil Engineering, University of California, Berkeley.

Riddell R. and Newmark N. M. (1979), "Statistical Analysis of the Response of Nonlinear Systems Subjected to Earthquakes", Res. Report R76-43, University of Illinois, Urbana, Ill.

Rosenblueth E. (1965), "Slenderness Effects in Buildings", Journal Structural Division, ASCE 91, No. ST1, 229-252.

Ruiz S., Rosenblueth E. y Diederich R. (1987), "Respuesta Sísmica de Estructuras con Asimetría en Fluencia", Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Querétaro.

Ruiz S. y H. Rosas (1990), "Factor de Amplificación de la Respuesta de Estructuras con Resistencia Asímetrica", Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, (SMIS) No. 39, 15-26.

SAP 2000 Version 7.1 (2000), "Three Dimensional Analysis of Building Systems: Users Manual", Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA.

Silva Olivera H. y López Bátiz O. (2001), "Estudio Experimental sobre Índices de Daño en Estructuras de Concreto Reforzado sujetas a Cargas Laterales", Memorias del XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guadalajara.

Sordo E. y Bernal D. (1993), "Influencia de los Mecanismos de Falla en la Seguridad contra Colapso Dinámico", Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jalisco.

Sordo E. (1994), "Dynamic Instability in Three Dimensional Structures", Doctoral Thesis, Northeastern University, Boston MA USA.

Takizawa and Jennings P. (1980), "Collapse of a Model for Ductile Reinforced Concrete Frames under Extreme Earthquake Motions", Earthquake Engineering Structural Dynamic (8), 117-144.

Terán A. (1996), "Performance Based Earthquake Resistant Design of Framed Buildings using Energy Concepts", Report of Doctoral Thesis, Department of Civil Engineering, University of California.

Terán A., Juárez H., Frausto M. (1998), “Efectos de la Asimetría en Fluencia en el Comportamiento Sísmico de Sistemas Estructurales”, Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, (SMIS) No. 58, 41-63.

Terán A. (2001), “Planteamiento de Factores de Amplificación de Resistencia para Estructuras con Asimetría en Fluencia”, Reporte de Investigación presentado ante la Secretaría de Obras del D. F.

Terán A. and Ávila E. (2001), “Plastic Energy as a Design Parameter”, Proceedings of Earthquake Resistant Engineering Structures, III, 1, 55-64.

Terán A., Arroyo D. (2002), “Factores de Amplificación de Resistencia para Estructuras Asimétricas”, Memorias XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puebla, Puebla.

Terán A. (2002), “Consideraciones de Uso de la Energía Plástica en el Diseño Sísmico”, Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, (SMIS) No. 65, 81-110.

Terán A., Arroyo D. (2003), “Factores de Amplificación de Resistencia para Estructuras Asimétricas en Fluencia con Degradación de Rigidez y Resistencia”, Memorias XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, León, Gto.

Terán A., Arroyo D. (2003), “Planteamiento de Factores de Amplificación de Resistencia para Estructuras con Asimetría en Fluencia”, Reporte de Investigación Presentado ante la Secretaría de Obras del D. F.

Terán A. y Jirsa J. O. (2003), “Un modelo Simple para Predecir la Ocurrencia de Fatiga de Bajo Número de Ciclos”, Memorias XIV Congreso de Ingeniería Sísmica, León, Gto.

Terán Gilmore A. y Arroyo Espinosa D. (2005), “Planteamiento de Factores de Amplificación de Resistencia para Estructuras con Asimetría en Fluencia”, Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, (SMIS) No. 72, 81-106.

Tjondro J. A., Carr A. J. and Moss P. J. (1992), “Seismic P- Δ Effects in Medium Height Moment-Resisting Steel Frames”, Engineering Structures, 14 (2), 75-90.

Transit New Zealand (1991), “Bridge Manual: Design and Evaluation”, Draft of Comment, Wellington.

Uniform Building Code (1988), Institute of Building Officials, Whittier, Calif.

