

01161



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

**PROGRAMA DE POSGRADO MAESTRÍA Y
DOCTORADO EN INGENIERÍA**

**DESEMPEÑO LOCAL Y GLOBAL DE MARCOS
DÚCTILES DE CONCRETO REFORZADO:
ZONA DEL LAGO DE LA CIUDAD DE
MÉXICO.**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA.
(ESTRUCTURAS)

**PRESENTA:
GILBERTO RANGEL TORRES.**

**DIRIGIDA POR :
DR. AMADOR TERÁN GILMORE.**

**CIUDAD UNIVERSITARIA.
FEBRERO DEL 2004.**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

DEDICATORIAS Y AGRADECIMIENTOS.

A mi madre, *Adriana Torres Gómez*: La persona más importante en mi vida, la cual con su infinito apoyo y paciencia ha logrado hacer de mí un hombre que enfrenta la vida, por ser fuente inagotable de amor y cariño... tu sacrificio no ha sido en vano.

A mi padre, *Cristóbal Rangel Corona*: Gracias por inculcarme los principios que rigen mi vida, por enseñarme a luchar y hacer frente a la vida, por la paciencia con la cual me proporciona sus consejos.

A mi hermano, *Emeterio*: Tu apoyo hizo posible ver al profesional que ahora soy, gracias por creer en mí cuando más lo necesitaba... tu esfuerzo no se ha perdido.

A mi hermana, *Laura*: Por ayudarme sin pedir nada a cambio, por escucharme con paciencia y ternura, por hacerme ver la vida desde otro punto de vista.

A mi hermano, *Emilio*: Que con sus conocimientos transmitidos ha logrado mantener mi enfoque en la ingeniería.

A todos mis demás hermanos, *Vicente, Gabriela, Adriana, Humberto, Lucía y Bulmaro*, gracias por permitirme compartir la vida a su lado, por comprenderme en los momentos difíciles.

A mi sobrina: *Tania Lucero*, quien me da dicha y felicidad en los momentos menos esperados, por que con una sonrisa incendia la llama de la alegría... tus brazos nicho de ternura.

Al *Dr. Amador Terán*, quien sin importar sus ocupaciones siempre tiene un minuto para orientarme y fomentar mi conocimiento, gracias por creer en mí en lo profesional y en lo académico, por motivarme a continuar actualizándome y preparándome, por darme la oportunidad participar en los proyectos de investigación, por que diariamente con sus consejos y enseñanzas me transmite infunde la necesidad de actualizarme ... soy fruto de su esfuerzo y dedicación.

A mi mejor amigo, *Rogelio*: Por compartir conmigo la licenciatura y la maestría, por lo mucho que nos divertimos y sufrimos juntos, por compartir los desvelos, por que sin importar

A mi mejor amiga, *Leticia*: Por compartir logros y fracasos, siendo fuente de confianza y apoyo, por compartir mis sueños y darme su apoyo incondicional de seguir adelante.

A *Esmeralda*: Quien con su llegada le ha dado una nueva dirección a mi vida, quien me apoyó en momentos críticos e importantes de mi vida profesional, .

A *Sandra*: por convencerme de continuar estudiando e inyectarme nuevas fuerzas cuando lo necesité.

A mis amigos, *Eduardo, Danny, Hans, e Isaac*, por compartir conmigo grandes aventuras y retos de la investigación, la docencia y la ingeniería, a *Juan, Raúl, Ivonne, Claudia, Teresa y Lucero*.

por motivarme a seguir preparándome día con día, por escucharme en esos momentos de desesperanza.

A mis sinodales: *Dr. Carlos Reyes, Dr. Oscar López, Maestro Octavio García y Dr. Arturo Tena*, quienes con sus comentarios y aportaciones hicieron posible el enriquecimiento de este trabajo.

A mis profesores de la DEPMI: *Dr. David Muriá, Dr. David de León*, por transmitirme sus conocimientos.

Al Área de Estructuras de la Universidad Autónoma Metropolitana, quien me apoyó durante la elaboración de este trabajo, a mis profesores, ahora compañeros y amigos: *Dr. Juan Casillas, Dr. Oscar González, Dr. Emilio Sordo, Dr. Alonso Gómez, Maestro Hugón Juárez y Maestro José Juan Guerrero*, por compartir sus conocimientos y motivarme en mi preparación académica.

A la Universidad Nacional Autónoma de México y Consejo Nacional de la Ciencia y la Tecnología, por el apoyo proporcionado.

Gracias todas las personas que de alguna u otra manera hicieron posible la realización de este trabajo.

A México, por ser un país de oportunidades.

La virtud de un hombre no radica jamás caer, si no en levantarse cada vez que se cae.

ALCANCE

Como consecuencia del mal comportamiento sísmico de varias estructuras modernas durante los últimos acontecimientos sísmicos de importancia, como los ocurridos en Armenia, Las Filipinas, Turquía, México, Northridge y Kobe entre otros, la comunidad mundial se ha visto en la necesidad de revisar y replantear los códigos de diseño sísmico. En particular, se ha cuestionado si las metodologías actuales de diseño sísmico dan lugar a estructuras que satisfacen los objetivos de comportamiento que se plantean para ellas y, como consecuencia de este análisis, se han planteado marcos conceptuales que permiten la elaboración y uso de metodologías de diseño basadas en el desempeño de las estructuras.

Dentro del enfoque de diseño por desempeño, se han planteado varias propuestas para la formulación de una metodología de diseño numérico. En general, pueden distinguirse tres etapas en estas propuestas: *prediseño*, donde se determinarían las características mecánicas de la estructura a nivel global; *diseño local*, donde con base en las características mecánicas globales se estiman los suministros de estas características a nivel local; y *revisión del diseño preliminar*, donde por medio de modelos simples y/o complejos se revisa el desempeño local y global de la estructura cuando se le sujeta a los sismos de diseño.

Una de las condiciones que debe satisfacer una metodología numérica de diseño por desempeño consiste en que debe considerar de manera explícita medidas de desempeño sísmico, las que normalmente se plantean en función de un nivel máximo de daño que puede considerarse aceptable conforme a los objetivos de diseño. Aunque varios investigadores han dedicado esfuerzos de importancia para plantear índices de respuesta o índices de daño, que permitan relacionar la respuesta sísmica de las estructuras con el nivel de daño que sufren durante una excitación sísmica, y se han planteado metodologías de diseño por desempeño basadas en el uso de estos índices, todavía es necesario invertir esfuerzos de investigación que hagan posible el planteamiento de metodologías de diseño por desempeño numérico que sean simples y confiables.

Esta tesis estudia algunos aspectos que, dentro del contexto de diseño por desempeño, deben considerarse durante la etapa de revisión del diseño preliminar. En particular, se estudia la importancia de considerar tanto la historia de disipación de energía como la contribución de la losa, durante la evaluación del desempeño estructural de marcos dúctiles de concreto reforzado. Una vez identificada dicha importancia, se evalúa, conforme a las recomendaciones desarrolladas en esta tesis, el desempeño sísmico de tres marcos dúctiles de concreto reforzado ubicados en la Zona del Lago de Ciudad de México y diseñados conforme al Reglamento de Construcciones del D.F. y sus Normas Técnicas Complementarias.

Las principales conclusiones de esta tesis son: Primero, no es necesario hacer una consideración explícita de la historia de disipación de energía durante la revisión del desempeño sísmico de las estructuras; Segundo, el efecto de la losa puede llegar a ser relevante para hacer una evaluación razonable del desempeño sísmico de marcos de concreto reforzado; y Tercero: se concluye que el desempeño sísmico de marcos de concreto reforzado ubicados en la Zona del Lago diseñados conforme Reglamento de Construcciones del D.F., puede llegar a ser insatisfactorio, particularmente en el caso que su periodo coincida con el periodo dominante del suelo donde se construye.

ÍNDICE GENERAL

1.	INTRODUCCIÓN	1
1.1	Diseño por desempeño.....	1
1.2	La importancia de las deformaciones en el diseño sísmico.....	4
1.3	Tendencias en el diseño sísmico en México.....	5
1.4	Contribuciones de esta tesis.....	8
2.	EDIFICIOS ESTUDIADOS	9
2.1	Geometría.....	9
2.2	Método de predimensionado de marcos momento resistentes.....	11
2.3	Análisis estructural.....	16
2.4	Resultados del análisis estructural.....	17
2.5	Diseño y dimensiones definitivas de elementos estructurales.....	19
3.	EFEECTO DE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA	44
3.1	Antecedentes.....	44
3.2	La energía plástica como un parámetro de diseño.....	45
3.3	Índices de daño.....	49
3.4	Curvas de capacidad.....	51
3.5	Definición y conteo de incursiones plásticas.....	53
3.6	Distribución de incursiones plásticas observadas en sistemas de un grado de libertad.....	55
3.7	Distribución de incursiones plásticas observadas en sistemas de varios grados de libertad.....	61
4.	EFEECTO DE LA LOSA EN LA RESPUESTA GLOBAL DE LA ESTRUCTURA	76
4.1	Introducción.....	76
4.2	Estudios previos.....	76
4.2.1	Aspectos generales de comportamiento.....	77
4.2.2	Efecto de la losa en el comportamiento global de un marco.....	80
4.2.3	Efecto de la losa en la ductilidad local y global.....	81
4.3	Modelado de la estructura.....	84
4.3.1	Materiales estructurales.....	84
4.3.2	Elementos estructurales.....	85
4.4	Respuesta ante desplazamiento monotónicamente creciente.....	86
4.5	Respuesta ante análisis dinámicos no lineales.....	106
5.	DESEMPEÑO SÍSMICO	136
5.1	Introducción.....	136
5.2	Índices de daño.....	136
5.3	Criterios de evaluación.....	138
5.4	Desempeño no estructural.....	141
5.5	Desempeño estructural.....	145
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	148
6.1	Efecto de la historia de disipación de energía.....	148

6.2	Efecto de la losa de entrepiso.....	149
6.3	Desempeño sísmico de marcos dúctiles diseñados acorde al RCDF.....	150
7.	REFERENCIAS	152

El mal desempeño sísmico de varias estructuras modernas durante los últimos acontecimientos sísmicos de importancia, como los ocurridos en Armenia, Las Filipinas, Turquía, México, Northridge y Kobe, entre otros, han enfatizado la gran distancia que existe entre los avances en el campo de la ingeniería sísmica, y la obsolescencia de algunos de los conceptos en los cuales se basan los códigos actuales de diseño sismorresistente. Por tanto, en fechas recientes, una actividad en la que la comunidad internacional de ingeniería estructural ha invertido grandes esfuerzos es la actualización de los códigos de diseño sísmico. Este capítulo ofrece una breve descripción de los planteamientos que se han hecho a nivel mundial y nacional para actualizar los códigos de diseño sísmico, y con base en esto, discute las posibles contribuciones de esta tesis al estado de la práctica en la ingeniería sísmica.

1.1 DISEÑO POR DESEMPEÑO.

El diseño sísmico por desempeño se define como la selección de objetivos de diseño, sistemas estructurales y configuración apropiados, el dimensionado y detallado de una estructura así como de sus elementos no estructurales y contenido, y la garantía del control de calidad durante la construcción y del mantenimiento a largo plazo, tal que, para un nivel dado de movimiento del terreno con niveles definidos de confiabilidad, la estructura no se dañara más allá de ciertos estados límites de daño u otros límites de utilidad (SEAOC-1995).

La Tabla 1.1 resume las bases conceptuales para un diseño sísmico por desempeño propuestas por el Comité Visión 2000 (SEAOC-1995), que dicho sea de paso, se han incorporado parcialmente en requerimientos sísmicos de diseño en los EE.UU. (FEMA 273, FEMA 356). Conforme a lo mostrado, el nivel de diseño u objetivos de diseño dependen del tipo e importancia de la estructura y del riesgo sísmico asociado al sitio, cuestiones que de alguna manera consideran el balance costo-beneficio asociado a la construcción y el posible impacto socio-económico del mal desempeño sísmico de la misma.

Los posibles estados de daño estructural y no estructural que pueda exhibir una estructura después de verse sujeta a las excitaciones sísmicas de diseño se discretizan, con fines de diseño, en cuatro estados límite conforme a lo siguiente:

- Operación completa: La estructura deberá permanecer con su resistencia y rigidez originales, permitiéndose algún agrietamiento en muros divisorios, fachadas o plafones.
- Operación: En este estado límite el daño es mayor, pueden presentarse grietas de poco ancho en elementos estructurales pero sin fluencia del acero de refuerzo, lo que se traduce en una pérdida de rigidez pero no de resistencia. El agrietamiento en muros divisorios, fachadas y plafones se acepta en mayor grado que en el estado límite anterior. Las fallas en equipo no afectaran el funcionamiento de la estructura.

- Seguridad de vida: Las estructuras incurren en su intervalo de comportamiento inelástico, perdiendo parte de su resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía. Parte de los elementos no estructurales pueden sufrir daño de consideración, así como daño importante en equipo y contenido de las estructuras.
- Colapso incipiente: Conocido también como estado límite de falla, donde el daño en elementos estructurales y no estructurales es alto, pero sin colapso de la estructura.

Bajo el concepto de diseño por desempeño, es necesario fomentar un desempeño sísmico adecuado de la estructura cuando se le sujeta a excitaciones sísmicas con diferente intensidad. Para efectos prácticos, es necesario discretizar, como se ilustra en la Tabla 1.1, la gran gama de eventos sísmicos que pueden ocurrir en el sitio donde se ubicará la estructura. Al respecto, el Comité Visión 2000 estipula: “el diseño por desempeño busca controlar los niveles de daño, que un edificio puede sufrir, cuando se le sujeta al espectro completo de sismos que pudieren ocurrir en el sitio donde se ubica. Para la aplicación práctica de este enfoque, es necesario escoger una serie de eventos sísmicos discretos de este espectro completo. Estos eventos sísmicos discretos se definen como niveles sísmicos de diseño. Aunque son útiles para propósitos de diseño, el edificio puede verse sujeto o no, al sismo exacto que represente un nivel sísmico de diseño particular”. El Comité Visión 2000 define cuatro niveles sísmicos (frecuente, ocasional, raro y muy raro) que, como se ilustra en la Tabla 1.1, se establecen en función del período de recurrencia de las excitaciones sísmicas. Note que la intensidad del sismo está íntimamente ligada al período de recurrencia, esto es, conforme se incrementa el período de recurrencia, se incrementa la intensidad de la excitación sísmica. Cabe mencionar que en la tabla se presentan probabilidades de excedencia con períodos de retorno característicos de California, EE.UU.

Tabla 1.1 Matriz de objetivos de diseño acorde al Comité Visión 2000.

		Nivel de Desempeño			
		Operación completa	Operación	Seguridad de vida	Colapso incipiente
Nivel Sísmico	Frecuente (43 años) 50% en 30 años	■			
	Ocasional (72 años) 50% en 50 años		■		
	Raro (475 años) 10% en 50 años			■	
	Muy raro (970 años) 10% en 100 años	+			■

El conjunto de los estados límite de daño, para todos los niveles sísmicos de diseño relevantes, constituyen los *objetivos de diseño*. Los objetivos de diseño son una expresión del tipo de comportamiento deseado para un edificio de acuerdo con su ocupación, la importancia de sus funciones, y de su importancia como un recurso cultural o histórico. Debe aclararse que la

satisfacción de los objetivos de diseño nunca estará garantizada, pero puede esperarse con niveles definidos de riesgo y confiabilidad, que deben establecerse o reconocerse con anterioridad.

Uno de los grandes retos en la formulación de códigos de diseño sísmico basado en diseño por desempeño, esta en el planteamiento de metodologías numéricas simples y confiables que permitan considerar de una manera explícita y transparente el desempeño sísmico de la estructura (a través de los objetivos de diseño), y que, basadas en representaciones numéricas de los diferentes niveles sísmicos de diseño (tal como espectros o acelerogramas), permitan la determinación de las características mecánicas locales y globales de la estructura de tal manera que se satisfagan los límites de daño asociados a los diferentes estados límite.

Es importante hacer notar que tanto investigadores como ingenieros de la práctica profesional han ayudado a conformar el marco del diseño sísmico por desempeño, y han aportado ideas en cuanto a como pudiera implementarse en la práctica profesional (Bertero y Bertero, 2000; Krawinkler, 1997; Priestley, 2000, Hamburger, 1997; Poland, 1997, Bertero V., 1997). Teran-Gilmore (2002) sugiere que, en general, las diferentes propuestas que se han hecho para la etapa numérica del diseño por desempeño se han planteado en tres etapas:

1. *Prediseño*. Después de una etapa conceptual, donde se definen los objetivos de diseño, las excitaciones sísmicas representativas de cada nivel sísmico de diseño relevante, y se establecen la configuración estructural y los sistemas estructural y no estructural, el diseño sísmico por desempeño requiere de la determinación de las características mecánicas globales de la estructura, tal como su cortante basal, periodo fundamental de vibración, coeficiente equivalente de amortiguamiento y capacidad de deformación última. Varios investigadores sugieren que, a partir del uso de espectros de respuesta complementados con modelos muy simples de la estructura por diseñarse, es posible estimar de manera razonable dichas características globales en función de los niveles de desempeño planteados (Priestley, 1993 y 2000; Bertero y Bertero, 1992; Terán-Gilmore 1996 y 1998). En resumen, el objetivo de esta etapa consiste en utilizar modelos simples para estimar las características mecánicas de la estructura, de tal manera que las demandas impuestas durante las excitaciones sísmicas correspondientes a los diferentes niveles sísmicos de diseño no excedan límites que sean consistentes con los niveles de desempeño planteados como parte de los objetivos de diseño.
2. *Diseño local*. En esta etapa se determinan las características mecánicas de la estructura a nivel local, lo que implica el dimensionado de los elementos estructurales, y en caso de estructuras de concreto reforzado, el diseño y detallado de su acero de refuerzo longitudinal y transversal. Varios investigadores han planteado propuestas que pudieran utilizarse durante esta etapa (Moehle, 1992; Terán-Gilmore, 1996; Priestley, 2000). Dado que esta etapa requiere que se estimen las demandas sísmicas a nivel local, es necesario plantear modelos refinados de análisis estructural, que contemplen la estructura por diseñarse como un ensamblaje tridimensional, formado por varios elementos estructurales y no estructurales, el cual posee varios grados de libertad. Existen varias propuestas para que esta etapa considere por lo menos dos objetivos de diseño y sus correspondientes estados límite, correspondiendo por lo general a los estados límite de servicio y de seguridad. Cabe mencionar bajo este planteamiento, sería necesario plantear modelos de análisis para cada estado límite, y que estos deben considerar explícitamente el nivel de daño estructural y no estructural esperado.

3. *Revisión del diseño.* Cada vez existe mayor apoyo al planteamiento de que el diseño sísmico no termina una vez que el diseñador plantea una propuesta inicial al diseño de la estructura a través del diseño local. Por tanto, se han planteado una serie de lineamientos (como los incluidos en el FEMA 273), para la revisión del diseño preliminar de la estructura a través de una serie de análisis estructurales con alto grado de refinamiento (especialmente si la estructura debe exhibir comportamiento plástico). En particular, se ha propuesto estimar la respuesta global y local de la estructura cuando se le sujeta a una serie de excitaciones sísmicas, que sean representativas del sitio de construcción y de los diferentes niveles sísmicos de diseño, para determinar si ésta respuesta es consistente con los objetivos de diseño planteados. Dentro de las opciones planteadas para esta etapa está el análisis tipo PUSHOVER (del empujón), que permite al ingeniero determinar si la estructura posee la resistencia lateral de diseño, si esta desarrolla el tipo de mecanismo plástico esperado, y si puede alcanzar una ductilidad global suficiente. Aunque varios investigadores han planteado la importancia de considerar explícitamente la respuesta dinámica de la estructura durante esta etapa, todavía no hay un consenso en como lograr esto. Al respecto, existen propuestas que van desde estimar la respuesta dinámica a partir de sistemas equivalentes de un grado de libertad complementados con un análisis tipo pushover (Qi y Moehle, 1991), hasta considerar la estructura completa por medio de análisis paso a paso, (Bertero y Bertero, 1992).

1.2 LA IMPORTANCIA DE LAS DEFORMACIONES EN EL DISEÑO SÍSMICO

A través de muchos años de investigación, y de los daños observados después de excitaciones sísmicas intensas, la comunidad de ingeniería estructural ha encontrado que existe una alta correlación entre las demandas de deformación impuestas en las estructuras, y su nivel de daño estructural y no estructural. Esto ha llevado a discusiones acerca de la necesidad de racionalizar los conceptos bajo los cuales se define y cuantifica la capacidad de deformación de una estructura, así como de el planteamiento de metodologías numéricas que permitan estimar de manera razonable las demandas de deformación en las estructuras sismorresistentes.

En años recientes se han invertido esfuerzos importantes por plantear metodologías de diseño transparentes, y que se basan en el control de la demanda de desplazamiento lateral en la estructura sismorresistente. En particular, varios investigadores han sugerido que esto puede hacerse mediante el control de la máxima distorsión de entrepiso, (IDI_{max}), definida como el máximo desplazamiento lateral relativo que puede soportar un entrepiso normalizado por la altura de ese entrepiso (Qi and Moehle 1991, Bertero et al. 1991, Bertero y Bertero 2000, Priestley 2000). A partir de esto, varios autores han planteado metodologías para controlar la distorsión máxima de entrepiso a partir de limitar el desplazamiento lateral global máximo de la estructura (Qi and Moehle 1991, Bertero y Bertero 1992, Terán-Gilmore 1996, Priestley 1993, 2000). Cabe mencionar que todas las metodologías anteriores se han planteado de tal manera que la demanda global de desplazamiento lateral en la estructura sismorresistente puede determinarse directamente de un espectro de desplazamientos.

Aunque el diseño sísmico basado en el control del desplazamiento lateral es un concepto ampliamente aceptado en la comunidad internacional de ingeniería estructural, a tal grado que varias normas de diseño sísmico, como lo son el FEMA 273 o el FEMA 356, lo incorporan

explícitamente dentro de sus requerimientos de diseño; es muy importante destacar la necesidad de estudiar cuidadosamente su aplicación a lugares que, como la zona blanda del D.F., exhiben particularidades que obligan a modificar de manera importante algunas de sus bases para obtener diseños confiables. En particular, es importante enfatizar los siguientes aspectos:

1. Aunque un diseño sísmico pueda basarse en el control del desplazamiento lateral, en particular a través de valores aceptables de distorsiones de entrepiso, es importante que el concepto de ductilidad mantenga el alcance que hasta ahora ha tenido en varios de los códigos actuales de diseño sísmico. En particular, es necesario formalizar la definición de ductilidad, y racionalizar su uso dentro del diseño sismorresistente, para hacer posible una estimación razonable de las demandas de deformación en las estructuras. Al respecto, cabe destacar que los estudios más importantes llevados a cabo para caracterizar numéricamente las demandas de desplazamiento en las estructuras sismorresistentes utilizan el concepto de ductilidad. Además, es importante destacar que el concepto de ductilidad permite distinguir entre las capacidades de deformación elástica y plástica de una estructura, elemento fundamental en el planteamiento de límites para el desplazamiento lateral permisible en las estructuras sismorresistentes.
2. Es necesario considerar el alto contenido de energía característico de las excitaciones sísmicas que se generan en la zona del lago del D.F. Por un lado, el alto número de ciclos a los que pueden estar sujetas las estructuras ahí desplantadas, obligan a reconsiderar los límites de desplazamiento planteados para otros países. Por otro lado, al contrario de lo que se ha llegado a sugerir en el sentido de que la resistencia lateral de una estructura no debe considerarse como un parámetro fundamental de diseño dentro del contexto de un diseño basado en el control del desplazamiento lateral, la resistencia lateral es un parámetro fundamental para el diseño contra la fatiga de bajo número de ciclos (Arroyo, Rangel y Terán-Gilmore 2000).

1.3 TENDENCIAS EN EL DISEÑO SÍSMICO EN MÉXICO.

Al igual que sucede en muchos otros países, varios investigadores han observado que los códigos de diseño sísmico actualmente empleados en México no ofrecen al diseñador claridad en cuanto a los conceptos básicos del diseño sismorresistente. Esto, impide un entendimiento adecuado del proceso de diseño, y puede derivar en errores de interpretación así como en una estimación poco razonable de las demandas de resistencia y deformación lateral requeridas para un control adecuado de las demandas sísmicas. Dado lo anterior, la última versión propuesta para los requerimientos de diseño sísmico de acuerdo al Reglamento de Construcciones del D.F. (RCDF), contempla una serie de innovaciones que fomentan la transparencia en el diseño, particularmente en lo que se refiere a la estimación de las demandas de desplazamiento lateral, e incorporan parcialmente elementos del enfoque de diseño por desempeño. Cabe mencionar que dentro de este esquema, aún existen consideraciones poco claras, como es el caso del valor (siete) recomendado para establecer el espectro de servicio a partir del espectro correspondiente al estado límite de seguridad.

Dentro de los principales inconvenientes que encierra el actual RCDF, puede mencionarse que oculta el nivel de aceleración máxima del espectro de diseño, el número de veces que dicha

aceleración puede verse amplificada y el intervalo de periodos donde ocurren las máximas amplificaciones. Para superar esta problemática, Ordaz et al. (2000) han planteado criterios de diseño más adecuados, que permiten plantear espectros de diseño de una manera más clara y acorde con el estado del conocimiento de la respuesta estructural en el Valle de México. Su propuesta, incorporada en el Apéndice A de la versión propuesta para los requerimientos de diseño sísmico de RCDF, considera que deben satisfacerse los siguientes requisitos (Miranda et al., 1999):

- a) Los espectros elásticos deben representar de manera realista los verdaderos niveles de demanda que se presentarían ante los sismos de diseño. Esto incluye las restricciones impuestas por la dinámica estructural.
- b) Las diferencias entre espectros elásticos de diseño en diferentes tipos de suelo deben reflejar correctamente los niveles de amplificación que se producen en la realidad.
- c) Todas las reducciones a fuerzas o desplazamientos de diseño deben hacerse de manera explícita, aun cuando la adopción de los valores de reducción no pueda justificarse plenamente con bases teóricas o empíricas.

El apéndice normativo A representa un esfuerzo por actualizar los códigos de diseño sísmico en México, y por plantear de manera clara los diferentes factores que determinan un buen comportamiento sísmico. Además, plantea la posibilidad para futuras actualizaciones conforme se avance en la investigación de las propiedades mecánicas de la amplia gama de tipos de suelos en el D.F., de las herramientas de análisis estructural como pueden ser los programas de computadora, y del uso de diferentes parámetros de diseño por desempeño como pueden ser los índices de daño.

$$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.5; & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25 \text{ s} \\ 4.75 - T_s; & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9 \text{ s} \\ 0.85; & \text{si } T_s > 3.9 \text{ s} \end{cases} \quad T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{si } T_s \leq 1.125 \text{ s} \\ 1.2 T_s; & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 4.2; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad (1.1)$$

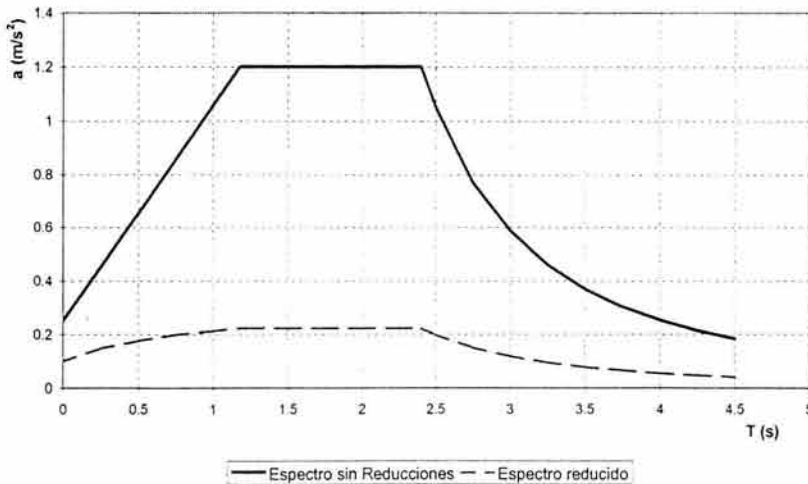


Figura 1.1 Espectro de diseño según el apéndice normativo A.

La Figura 1.1 ilustra como el Apéndice A toma en cuenta explícitamente los efectos de sitio por medio de la forma del espectro de diseño. Se aprecia un intervalo de periodos, delimitado por los periodos T_a y T_b , donde se dan las máximas amplitudes de aceleración (meseta). Note que conforme a lo sugerido por la Ecuación 1.1 los periodos T_a y T_b son función del periodo dominante del terreno (T_s). Con base en esto, un diseñador puede decidir acerca de las consecuencias de diseñar su estructura en los diferentes intervalos de periodos, y con base en esto proponer una solución estructural razonable.

Otra innovación importante del Apéndice A consiste en plantear explícitamente la reducción a la que es sometido el espectro elástico para el cálculo de las fuerzas laterales. Sobresale el planteamiento de dos coeficientes de reducción: el de sobrerresistencia (R), y el de ductilidad (Q'). Como lo sugieren las Ecuaciones 1.2, estos coeficientes dependen del periodo de la estructura (T) y de la relación que guarda este con el periodo del suelo. La Figura 1.1, muestra ejemplos de espectro elástico para un sitio con un $T_s = 2$ seg, y de espectro reducido para un factor de ductilidad (Q) igual a 2.

$$Q' = \begin{cases} 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}} \frac{T}{T_a}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases} \quad R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 2; & \text{si } T > T_a \end{cases} \quad (1.2)$$

donde:

$$p = k + (1-k) \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 \quad k = \begin{cases} 2 - T_s; & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.65 \text{ s} \\ 0.35 & \text{si } T_s > 1.65 \text{ s} \end{cases}$$

Conforme al Apéndice A, deben revisarse los estados límite de servicio y seguridad. En cuanto a la representación numérica de los sismos de diseño para el estado límite de servicio, esta considera implícitamente una reducción de siete con respecto a los espectros de diseño definidos para el estado límite de seguridad. Finalmente, es importante destacar que el Apéndice A cuenta con una formulación numérica relativamente simple para tomar en cuenta explícitamente un fenómeno tan importante en la zona del lago del Valle de México, como lo es la interacción suelo-estructura, (Muriá, 1991).

El Apéndice A representa un avance importante en la normatividad mexicana, ya que aporta bases conceptuales sólidas, y un tratamiento matemático transparente y explícito para el diseño de las estructuras sismorresistentes. Su planteamiento se basa en un diseño sísmico basado en el control del desplazamiento lateral, que maneja explícitamente tanto la demanda como capacidad de deformación lateral de las estructuras sismorresistentes. Además de considerar las particularidades de los suelos blandos del Valle de México en la estimación de las demandas de desplazamiento, tiene la virtud de haber formalizado la definición de ductilidad, y de racionalizar su uso durante la estimación de dichas demandas. Uno de los aspectos que el Apéndice A no

toma en cuenta por el momento es el alto contenido de energía característico de las excitaciones sísmicas que se generan en la zona del lago del D.F., así como el planteamiento de una metodología que considere las demandas de energía para un diseño sísmico contra el efecto de la fatiga de bajo número de ciclos.

1.4 CONTRIBUCIONES DE ESTA TESIS

Como se ha comentado con anterioridad, es posible distinguir tres principales etapas en el diseño sismorresistente: *prediseño*, *diseño local*, y *revisión del diseño*. Aunque puede decirse que el nivel de importancia de las tres etapas es similar, las dos primeras etapas han recibido hasta el momento, por parte de investigadores e ingenieros prácticos, considerablemente más atención que la tercera. Esta tesis enfatiza la importancia de la *revisión del diseño* e identifica algunas de las consideraciones que deben hacerse para plantearla adecuadamente.

En cuanto a la importancia de la *revisión del diseño*, se estudia el desempeño sísmico de marcos dúctiles de concreto reforzado ubicados en la Zona del Lago del D.F. En particular, se enfatiza como a través de un planteamiento cuidadoso de esta etapa es posible detectar problemas de desempeño en estructuras que, aunque deficientes, han sido cuidadosamente diseñadas conforme a códigos actuales de diseño sísmico. En cuanto a las consideraciones para el planteamiento de la *revisión del diseño*, se estudian algunos aspectos del modelado de las estructuras dúctiles que deben considerarse durante la revisión del diseño (modelado de la losa), y se analiza la pertinencia de evaluar el nivel esperado de daño estructural en los elementos estructurales por medio de métodos simples (índices de daño). A partir de lo anterior, se ofrecen recomendaciones para estimar y evaluar la respuesta de las estructuras con fines de revisión.

Antes de concluir este capítulo, es importante destacar dos cosas. Primero, que el trabajo resumido en esta tesis representa una aproximación al problema que deberá refinarse con trabajos subsecuentes. Segundo, que ninguna metodología es capaz de considerar la gran gama de complicaciones e incertidumbres involucradas en el diseño sísmico, dentro las cuales pueden mencionarse: definición de las excitaciones sísmicas de diseño, estimación razonable de las demandas y suministros sísmicos, aspecto político y socio-económico del diseño sísmico, y la construcción del diseño idealizado.

Los tres edificios considerados en esta tesis, resueltos con base en marcos momento-resistentes de concreto reforzado, fueron diseñados con el RCDF (1995) y, conforme a esto, se les proporcionó distribuciones de masa, rigidez y resistencia que pueden considerarse como representativas de aquellas que exhiben los edificios dúctiles regulares construidos recientemente en la zona del lago del D.F. El detallado del acero correspondió al de marcos dúctiles de concreto reforzado. En este capítulo se presenta la configuración y sistema estructural de dichos edificios, y se presenta una breve descripción de las consideraciones hechas durante su diseño.

2.1 GEOMETRÍA

Los tres edificios, con 4, 12 y 20 pisos, tienen la planta mostrada en la Figura 2.1, la cual posee tres claros de 7 metros en los dos sentidos. Conforme se muestra en la Figura 2.2, los entrepisos de los edificios tiene una altura de 4.5 metros en su primer nivel y de 3.5 metros en los restantes, configuración que se utiliza cotidianamente para alojar estacionamientos o tiendas comerciales en la primera planta de los edificios.

Las dimensiones de las vigas y columnas varían en elevación conforme a la resistencia y rigidez requerida en altura. Al respecto, se procuró evitar cambios bruscos y reducir las dimensiones cada determinado número de pisos para tomar en consideración el procedimiento constructivo. El sistema de piso para todos los edificios y en todos los niveles es el mismo con un espesor de 15 cm, constituido por una losa colada monolíticamente con las vigas, puede considerarse rígido en su plano. Los esfuerzos nominales de diseño fueron $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ para los edificios con 4 y 12 pisos y $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ para el de 20 pisos. En los tres edificios se utilizó un f_y de 4200 kg/cm^2 en compresión y tensión para el acero.

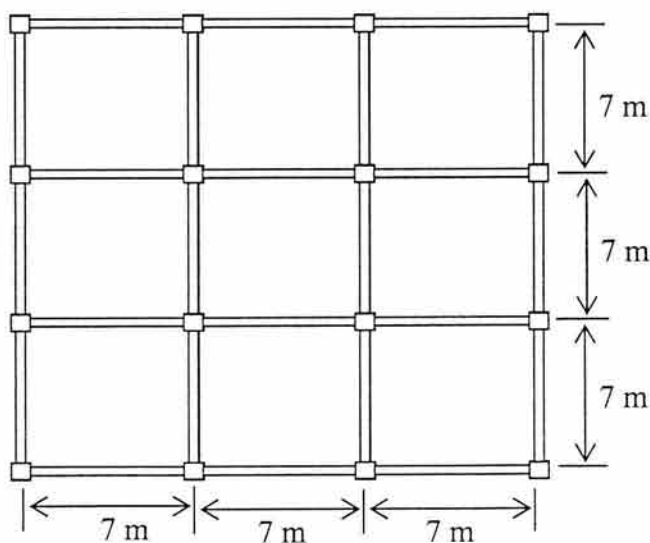


Figura 2.1-Planta tipo

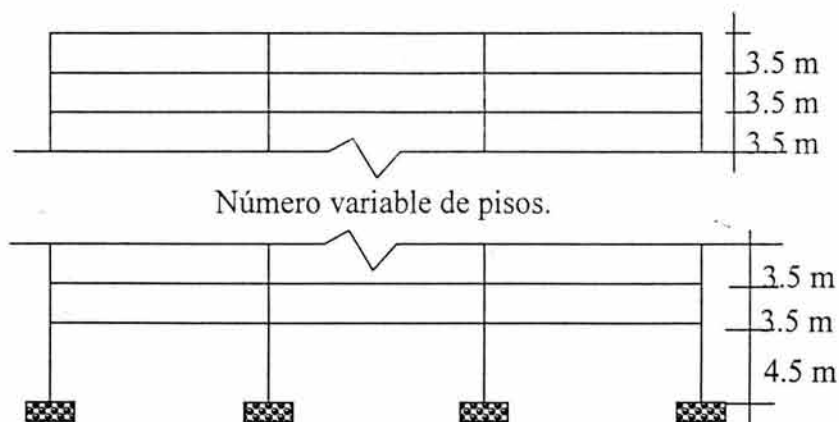


Figura 2.2 Vista en elevación de los diferentes edificios.

En cuanto a sus características mecánicas y configuración geométrica y estructural, los edificios pueden considerarse regulares en planta. En cuanto a elevación, el edificio de 20 niveles es irregular conforme a la Sección 6 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-Sismo, 1995), ya que su relación altura/base excede 2.5. En particular, el factor de reducción de resistencia correspondiente a este edificio se multiplicó por 0.8.

Los edificios se clasificaron conforme a su ocupación o funcionamiento como “B”. Las distorsiones máximas de entrepiso producidas por las fuerzas laterales de diseño se limitaron a 0.006. Para estimar las fuerzas laterales y los elementos mecánicos producidos por sismo, se llevó a cabo un análisis modal espectral que consideró el espectro de diseño correspondiente a la zona de lago (zona III) para un coeficiente sísmico (c) igual a 0.4, y a un factor de comportamiento sísmico (Q) de 4. El detallado de los elementos estructurales se hizo conforme a los requerimientos asociados a tal valor de Q .

Tabla 2.1 Características mecánicas de los edificios estudiados.

Edificio (# niveles)	Peso promedio (t/m^2)	Peso Total (t)	80% V_b estático (t)	V_b dinámico (t)	V_b diseño (t)	V_b máximo (t)	c/Q
E4PCR (4)	0.85	1543.5	124.6	133.4	133.4	380	0.1
E12PCR (12)	0.95	5247.9	423.3	395.2	423.3	820	0.1
E20PCR (20)	1.15	10540.0	1063.1	812.8	1063.1	2085	0.125

La Tabla 2.1 resume algunas características mecánicas de los tres edificios. Entre algunos aspectos interesantes, cabe destacar que el cortante basal (V_b) dinámico rige el diseño del edificio de cuatro pisos (E4PCR), mientras que el 80% del cortante basal estático rige para los edificios de 12 y 20 pisos (E12PCR y E20PCR, respectivamente). Note además que con base en su regularidad, el cortante basal estático de diseño para los edificios E4PCR y E12PCR es 10% de su peso (ver última columna en Tabla 2.1), mientras que debido a su irregularidad, E20PCR tiene un cortante basal estático de 12.5% de su peso.

En resumen, los edificios fueron diseñados para tener un comportamiento dúctil por medio del uso de los requerimientos de detallado y conceptos de diseño por capacidad incluidos

en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-Concreto, 1995). Entre otras cosas, se fomentó la formación de mecanismos plásticos del tipo columna fuerte-viga débil, y se trató de evitar o retrasar fallas de tipo frágil, como aquéllas producidas por corte o insuficiencia de adherencia y anclaje.

2.2 MÉTODO DE PREDIMENSIONADO DE MARCOS MOMENTO RESISTENTES

En la práctica profesional suele no darse mucha importancia al predimensionado de los elementos estructurales. A menudo, se adquiere cierta habilidad para plantear de antemano las dimensiones de los elementos estructurales, o se recurre a un archivo de planos que normalmente contiene información de edificios similares al que se desea diseñar. Sin embargo, no deja de ser conveniente plantear un proceso formal de predimensionado, que de lugar a un dimensionado preliminar de los elementos estructurales que promueva un buen comportamiento sísmico, como se hacía antes de la era de las computadoras. Los edificios considerados en esta tesis se predimensionaron conforme a las recomendaciones recopiladas por Terán-Gilmore y Bertero (1993).

El predimensionado de los elementos estructurales requiere de cierta información básica que normalmente está disponible desde el inicio del diseño sísmico, tal como: función y ubicación del edificio, tipo de suelo en el sitio de la construcción, configuración y sistema estructural (incluidas condiciones de regularidad), y una estimación del peso de la estructura. Con fines de predimensionado, normalmente se establece un peso por unidad de área que para marcos diseñados conforme a la práctica mexicana de diseño tiende a oscilar entre 0.8 y 1.1 t/m². A partir de este peso, es posible estimar de manera razonable las cargas gravitacionales y, conforme al peso total de los entrepisos, las fuerzas laterales de diseño.

Las cargas laterales para el predimensionado se estimaron con los pesos preliminares de entrepiso y el método de análisis estático prescrito en el reglamento. Se enfatiza que la aplicación de este método sólo requiere de las alturas de entrepiso y una estimación de su peso. Aunque en algunos casos pudiera ser útil estimar el periodo fundamental del edificio, este conocimiento no aporta información relevante para los edificios considerados aquí, ya que estos se diseñan para Q de 4 (en este caso, el valor de c/Q es constante en el intervalo de periodos donde seguramente caerán los periodos fundamentales de los edificios). Con el peso estimado de cada entrepiso y su altura con respecto a la base, se estiman las fuerzas laterales de i -ésimo entrepiso (F_i) conforme a lo siguiente:

$$F_i = \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} \frac{c}{Q} W \quad (2.1)$$

donde:

- w_i Peso del i -ésimo piso.
- h_i Altura del i -ésimo piso.
- W Peso total del edificio.
- c Coeficiente sísmico.
- Q Factor de comportamiento sísmico.

Durante la fase de predimensionado de marcos momento-resistentes, normalmente resulta conveniente elegir un marco de la estructura que pueda considerarse representativo. Este marco debe cumplir con una de dos características: que sea uno entre muchos marcos similares, o que absorba un alto porcentaje del las fuerzas cortantes de entrepiso. Para estimar el porcentaje del cortante de entrepiso que toma el marco elegido, puede utilizarse una metodología simple como la que se ilustra en la Figura 2.3 (la rigidez lateral de entrepiso del marco es proporcional a su número de columnas). En la mayoría de los casos, los diafragmas de entrepiso se desplazan y giran, lo que da lugar a que las demandas sísmicas inducidas en los marcos planos más lejanos al centro de rigidez del entrepiso se incrementen de manera importante. Por tanto; para prever los posibles efectos de torsión, resulta conveniente multiplicar las fuerzas laterales utilizadas para el predimensionado del marco elegido por un factor mayor que la unidad. Se consideró un valor de 1.2 para tal fin.

El RCDF (1995) impone límites a los desplazamientos laterales que puede tener un edificio. Esta restricción, que se cuantifica a través de límites al desplazamiento relativo de entrepiso, va desde $0.006h$ hasta $0.012h$ (donde h es la altura del entrepiso en cuestión). La rigidez mínima que debe suministrarse a cada entrepiso está definida entonces en función de la fuerza lateral actuante en ese entrepiso y a su máximo desplazamiento relativo. Considere el caso en que se deba limitar dicho desplazamiento a $0.006h$:

Fuerza = rigidez x desplazamiento

$$V_i = K_i \times 0.006h \Rightarrow K_i = \frac{V_i}{0.006h} \tag{2.2}$$

Donde i representa el i -ésimo piso, y el valor de K_i representa la rigidez lateral necesaria para controlar el desplazamiento dentro de los límites permisibles por el reglamento.

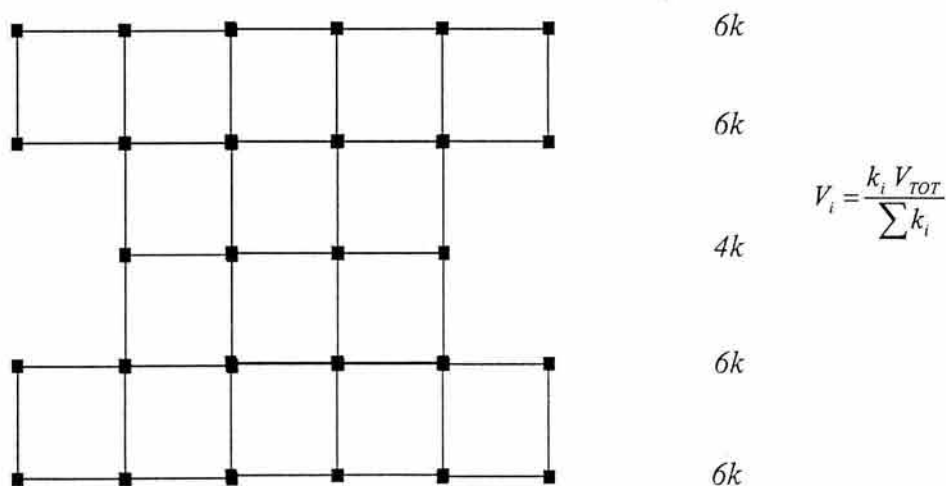


Figura 2.3 Distribución del cortante basal entre los marcos resistentes.

Resulta importante enfatizar que las dimensiones preliminares de los elementos estructurales deben ser tales que estos puedan acomodar adecuadamente las demandas de resistencia, y proveer la rigidez lateral requerida conforme a la Ecuación 2.2. Por lo tanto, es conveniente plantear un análisis estructural simplificado que permita estimar, sin conocimiento previo de las dimensiones

de los elementos estructurales, las demandas de resistencia y rigidez de la estructura. Entre los métodos de análisis simplificado, pueden utilizarse el método del portal para marcos de mediana y baja altura, y el método del voladizo para marcos esbeltos.

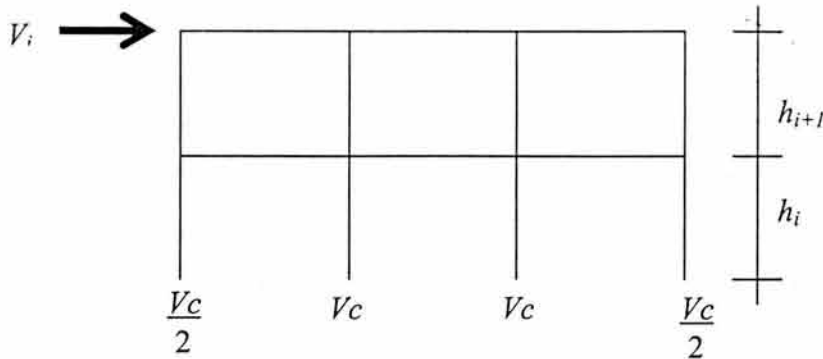


Figura. 2.4 Distribución del cortante de entrepiso en las columnas.

En este escrito se ejemplificará el uso del método del portal para estimar el tamaño de las vigas de un marco en función de la rigidez lateral requerida. Conforme a lo mostrado en la Figura 2.4, las suposiciones más importantes de este método son: los puntos de inflexión en columnas y vigas se encuentran en el centro de su claro, el cortante de entrepiso se distribuye por igual entre las columnas interiores, y el cortante tomado por las columnas de los extremos es la mitad de aquel tomado por las columnas interiores.

Una vez que se han estimado los cortantes en columnas de entrepiso, los cortantes en las vigas pueden determinarse como se muestra en la Figura 2.5. Con los cortantes en vigas y columnas conocidos, es posible estimar los momentos en sus extremos así como el axial en las columnas.

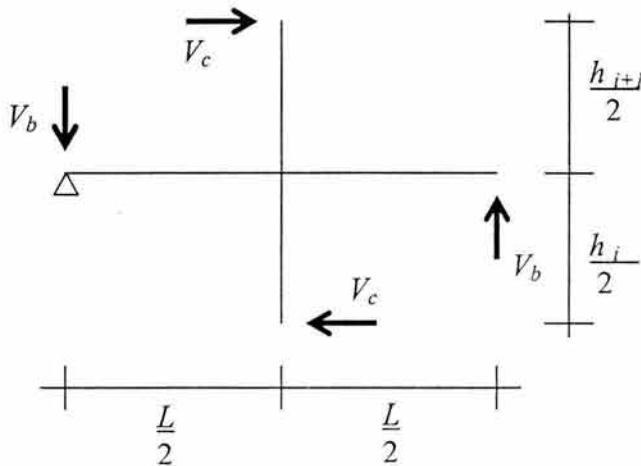
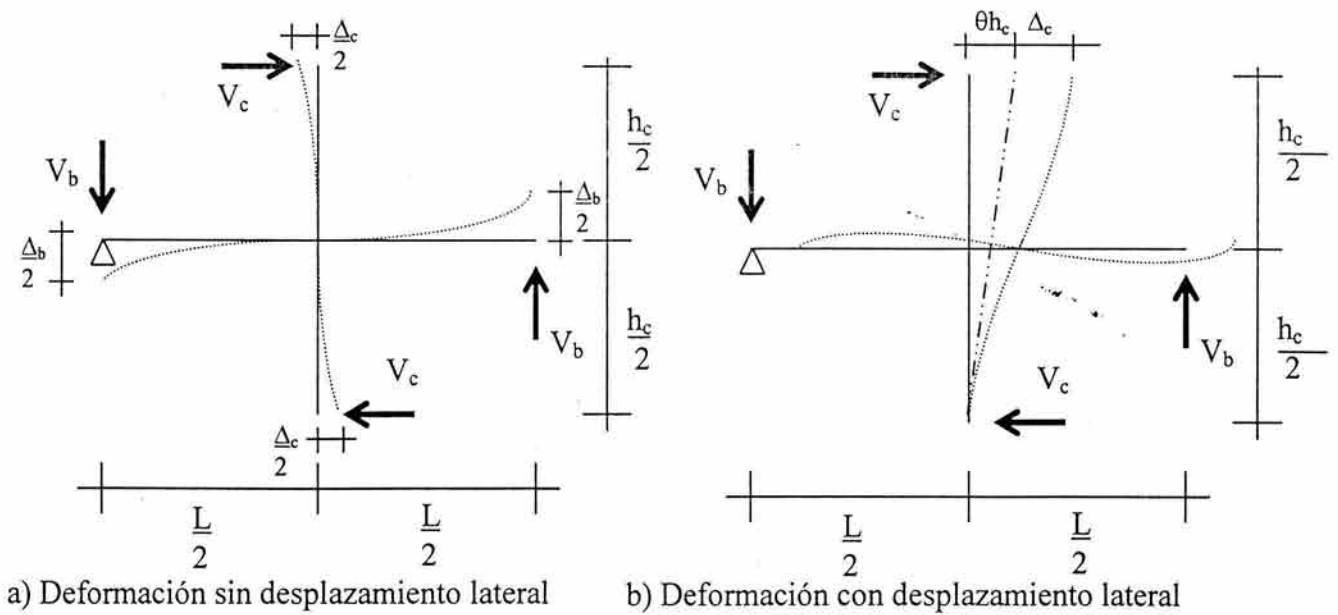


Figura 2.5 Cálculo de cortante en las vigas.

La deformación de entrepiso, Δ , puede entonces estimarse a través de las deformaciones por flexión de las vigas y columnas de un subensamblaje, como se muestra en la Figura 2.6.



$$\theta = \frac{\Delta_b}{L}$$

$$\frac{\Delta_b}{2} = \frac{V_b L^3}{24EI_b} = \frac{V_c h_c L^2}{24EI_b}$$

$$\frac{\Delta_c}{2} = \frac{V_c h_c^3}{24EI_c}$$

$$\Delta_{TOTAL} = \theta h_c + \Delta_c = \frac{V_c h_c^2 L}{12EI_b} + \frac{V_c h_c^3}{12EI_c} = \frac{V_c h_c^2}{12E} \left(\frac{L}{I_b} + \frac{h_c}{I_c} \right)$$

$$\alpha \Delta_{TOTAL} = \frac{V_c h_c^2}{12E} \frac{L}{I_b}, \text{ donde } \alpha = 75\% \quad (2.3)$$

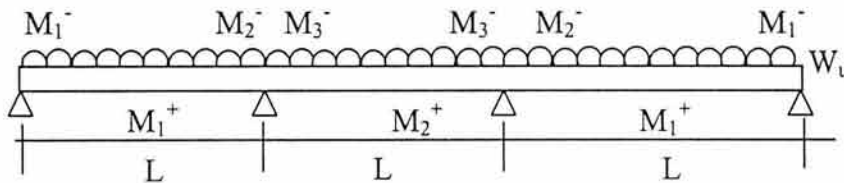
- θ Rotación del nudo.
- Δ_b Deformación producto de la deformación a flexión en las vigas.
- Δ_c Deformación producto de la deformación a flexión en las columnas.
- L Longitud entre los puntos de inflexión de las vigas, considerando claros similares entre columnas.
- h_c Longitud entre los puntos de inflexión de las columnas, considerando alturas de entrepiso similares.
- V_c Cortante en columnas.
- V_b Cortante en vigas.
- I_b Momento de inercia en vigas.
- I_c Momento de inercia en columnas.
- E Módulo de elasticidad (Young).
- α Factor de contribución de las vigas a la deformación lateral.

Figura 2.6. Cálculo de la deformación de entrepiso.

Note que inicialmente se desconocen las dimensiones tanto de vigas como de columnas, de tal manera que también se desconocen las cantidades h_c/I_c y L/I_b en la Figura 2.6. Para poder resolver el problema planteado en función de EI_b , es necesario suponer que determinado porcentaje del desplazamiento de entrepiso se debe a la deformación por flexión de las vigas y, el resto se debe a la deformación por flexión de las columnas. Se sabe con certeza en marcos momento-resistentes, el tamaño de las vigas juega un papel más importante en el control del desplazamiento de entrepiso que el tamaño de las columnas, por lo que una suposición razonable, como se muestra en la Figura 2.6, es de suponer que el 75% del desplazamiento lateral de entrepiso se debe a la deformación de las vigas.

Una vez estimado el tamaño de las vigas a partir del valor de I_b requerido para controlar el desplazamiento lateral de entrepiso, se revisa que este tamaño sea adecuado para acomodar las demandas de momento flexionante estimadas acorde al método del portal. El tamaño de las columnas se define con base en consideraciones de resistencia, esto es, se dimensionan para que puedan acomodar adecuadamente las demandas de axial y momento flexionante estimadas acorde al método del portal.

Los requerimientos de resistencia en vigas y columnas bajo carga gravitacional pueden estimarse conforme a lo resumido en la Figura 2.7. Como se muestra, los momentos en los extremos de las vigas (M_1^-) se estiman a partir de suponer que éstas se encuentran simplemente apoyadas en las columnas. La Figura 2.8 muestra, como las fuerzas axiales en las columnas se estimaron a partir de suponer que las vigas distribuyen por igual su carga gravitacional entre las dos columnas que las soportan. Los momentos en los extremos de las columnas se estiman para equilibrar en el nudo los momentos gravitacionales en los extremos de las vigas.



donde:

$$M_1^+ = \frac{W_u L^2}{14} \qquad M_1^- = \frac{W_u L^2}{16} \qquad M_3^- = \frac{W_u L^2}{11}$$

$$M_2^+ = \frac{W_u L^2}{16} \qquad M_2^- = \frac{W_u L^2}{10}$$

Figura 2.7 Momentos en las vigas por carga gravitacional.

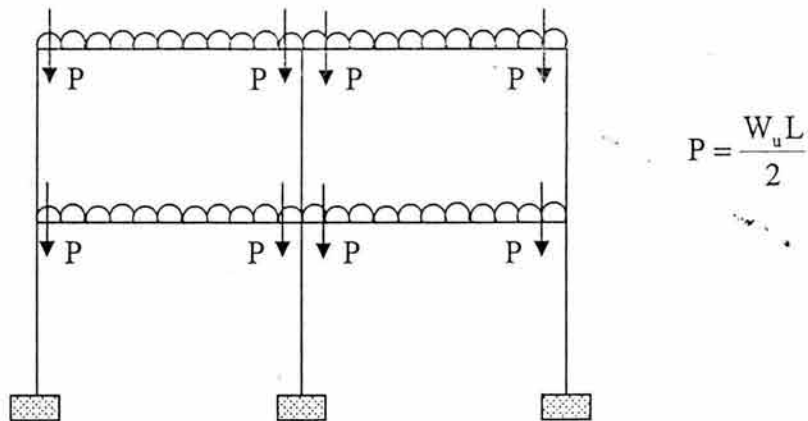


Figura 2.8 Cálculo de fuerzas axiales en las columnas por carga gravitacional.

Cabe aclarar que cuando se revisa si los elementos estructurales son capaces de acomodar las demandas de resistencia, es necesario considerar las combinaciones de carga contempladas por el reglamento, esto es:

$$\begin{aligned}
 &1.4 (C. M. + C. V.) \\
 &1.1 (C. M. + C. V._{accidental} \pm \text{Sismo})
 \end{aligned}
 \tag{2.4}$$

donde:

C.M. Carga muerta.

C.V. Carga viva.

2.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Una vez establecidas las dimensiones preliminares de los elementos estructurales, se llevó a cabo una serie de análisis tridimensionales estáticos y dinámicos para los tres edificios con el programa ETABS (Berkeley, 1991).

Para el análisis estático las fuerzas cortantes se determinaron conforme a la Sección 8.1 de las NTC-Sismo (1995), Ecuación 2.1. El punto de aplicación de los cortantes de entrepiso, ilustrado en la Figura 2.9, se estableció conforme a las excentricidades especificadas en la Sección 8.6 de las NTC-Sismo (1995). Dada la simetría en planta del edificio, sólo es necesario considerar el punto mostrado para el diseño de todos los marcos. Conforme se muestra en la Figura 2.9 y a lo especificado en la Sección 8.8 de las NTC-Sismo (1995), los efectos bidireccionales se tomaron en cuenta combinando 100% de la excitación sísmica en la dirección principal y 30% de la componente en dirección perpendicular.

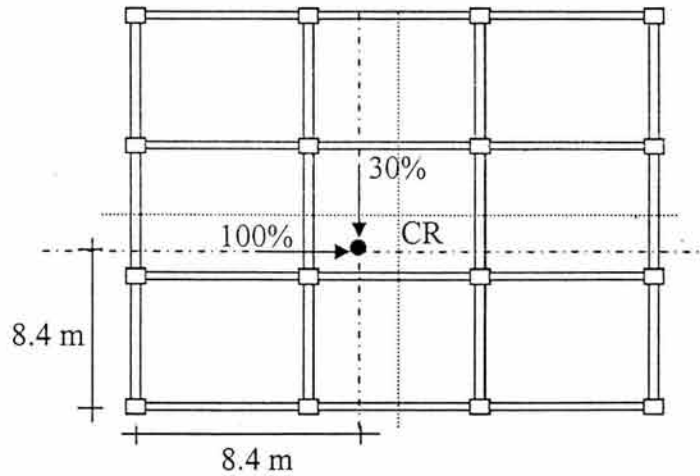


Figura 2.9 Punto de aplicación de las cargas laterales.

Además, se llevó a cabo un análisis modal espectral conforme a los requerimientos de la Sección 9.1 de las NTC-Sismo (1995). Para los análisis dinámicos de los edificios, las masas de entrepiso se ubicaron en el centro geométrico en planta del entrepiso. Para estimar los desplazamientos y elementos mecánicos, se combinó la respuesta modal conforme a la combinación cuadrática completa (*CQC*), y se tomó la contribución de todos los modos de vibrar (tres por piso).

Los resultados del análisis se utilizaron inicialmente para revisar que el dimensionado preliminar de los elementos estructurales cumplieran adecuadamente las demandas de resistencia y rigidez en los edificios; es decir, por un lado se revisó que las secciones propuestas pudieran alojar adecuadamente el acero de refuerzo necesario para satisfacer los elementos mecánicos, y por el otro lado, que cumplan con las distorsiones permisibles estipuladas en el Artículo 209 del RCDF (1995).

Durante el análisis se consideraron los efectos de segundo orden, también conocidos como efectos *P-Δ*, producidos por las cargas gravitacionales, y se tomó en consideración la degradación de las zonas rígidas en un 25%. Se despreciaron tanto la degradación de la rigidez en vigas y columnas por efecto de agrietamiento así como la interacción suelo-estructura, ya que en la práctica profesional estos efectos suele no tomarse en cuenta. Cabe mencionar que ignorar estos efectos puede resultar en malas estimaciones de la rigidez de la estructura, y por tanto, de su periodo fundamental de vibración. Al respecto, puede decirse que cada vez es más la evidencia que sugiere que estos efectos deben incorporarse en el modelo de análisis de una estructura (FEMA 273, Paulay 1996, Muriá 1991, Muriá y González 1995). Para el cálculo de la rigidez de la viga, se despreció el efecto de la losa; esto es, se consideraron a las vigas como elementos rectangulares.

2.4 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

La Figura 2.10 muestra la distribución en altura de las distorsiones de entrepiso (*IDI*) estimadas a partir de los desplazamientos de los centros de masa de entrepiso, estimados a su vez a partir de los análisis estructurales de los tres edificios. Note que la distorsión permisible de

diseño es 0.006. Conforme a los análisis estáticos, el diseño de la rigidez lateral del edificio esta en el límite de lo aceptable, particularmente para el edificio E20PCR

Las Figuras 2.10 y 2.11 sugieren que en su intervalo elástico, los edificios acomodan la demanda de desplazamiento lateral de una manera uniforme entre los diferentes entrepisos. Esto es, no se nota una deficiencia o discontinuidad de rigidez en altura que pudiera ocasionar una acumulación inadecuada de las demandas de deformación o una respuesta estructural impredecible. Si acaso, puede decirse que los pisos superiores tienden a exhibir distorsiones menores que las correspondientes al resto de la estructura, lo que implica un mayor sobre-diseño de la rigidez en la parte superior de los edificios. Esta tendencia es particularmente notoria para el edificio E12PCR.

Aunque en la siguiente sección se presentará el dimensionado definitivo de los elementos estructurales del edificio, es posible decir que el predimensionado de la estructura ha resultado en estructuras capaces de acomodar las demandas sísmicas de una manera uniforme y controlada. Cabe mencionar que la observación anterior sólo es válida desde un punto de vista de la distribución de rigidez en los elementos estructurales, y que la distribución local de resistencia tiene también una gran influencia en la respuesta estructural no lineal de los edificios.

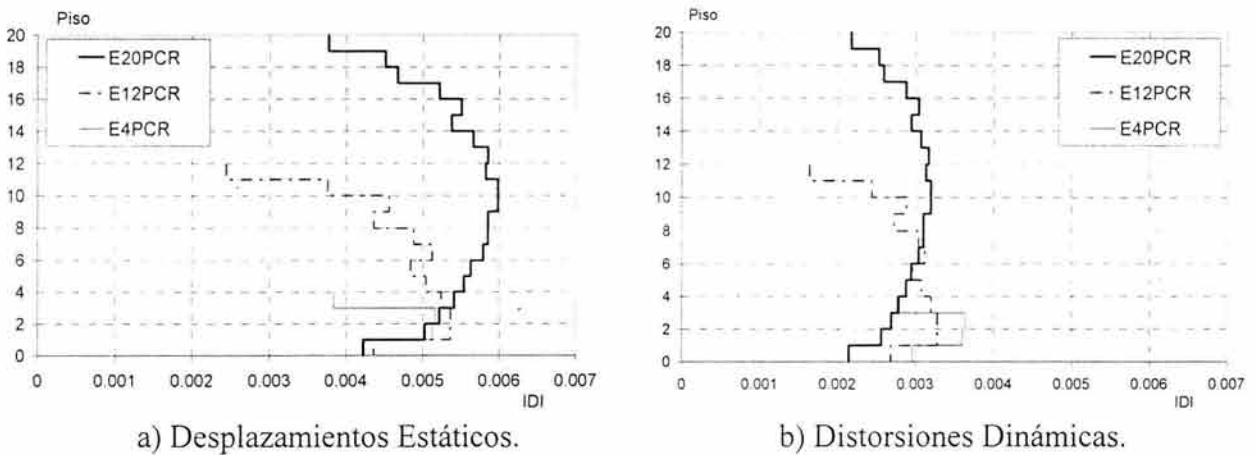


Figura 2.10 Distorsiones de diseño.

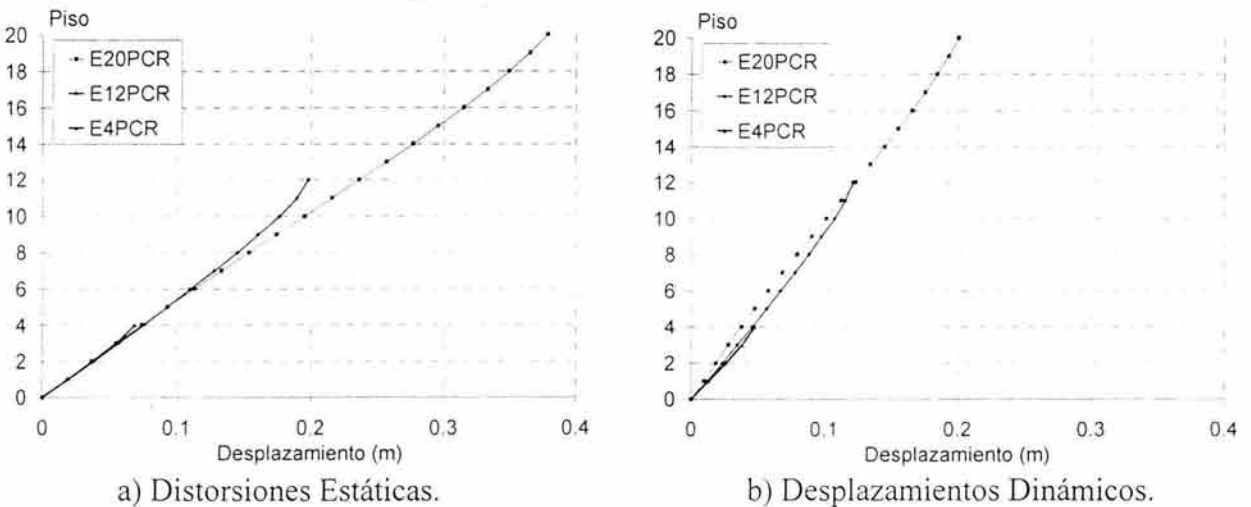


Figura 2.11 Desplazamientos de diseño.

En la Tabla 2.2 se resumen los tres primeros periodos de vibrar de los edificios obtenidos a partir de corridas con el programa ETABS (Berkeley, 1991). Note que, conforme a lo que se espera de acuerdo a la configuración estructural utilizada, los dos primeros modos de los edificios (T_1 y T_2 , correspondientes a las dos direcciones traslacionales principales) exhiben el mismo periodo. El modo fundamental de rotación (T_3) esta sensiblemente desacoplado con respecto a los modos traslacionales.

Período	E4PCR	E12PCR	E20PCR
T_1	0.605	0.981	1.324
T_2	0.605	0.981	1.324
T_3	0.458	0.704	0.826

2.5 DISEÑO Y DIMENSIONES DEFINITIVAS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Dada la configuración estructural resumida en las Figuras 2.1 y 2.2, se decidió diseñar dos marcos en cada edificio: uno interno y uno externo. En resumen, todos los marcos internos de un edificio tienen exactamente el mismo armado, lo que igualmente ocurre en el caso de los marcos externos. En cuanto a las dimensiones de los elementos estructurales, todos los marcos de un entrespacio dado se caracterizan por tener vigas y columnas del mismo tamaño. Las dimensiones definitivas de los elementos estructurales se resumen en la Tabla 2.3.

Edificio	E4PCR		E12PCR		E20PCR	
	Vigas	Columnas	Vigas	Columnas	Vigas	Columnas
1	35x70	65x65	55x95	85x85	75x110	95x95
2	35x70	65x65	55x95	85x85	75x110	95x95
3	30x60	60x60	55x95	85x85	75x110	95x95
4	30x60	60x60	55x95	85x85	75x110	95x95
5			55x95	85x85	75x110	95x95
6			55x95	85x85	75x110	95x95
7			50x90	80x80	70x110	95x95
8			50x90	80x80	70x110	95x95
9			50x90	80x80	70x110	95x95
10			45x80	70x70	70x105	95x95
11			45x80	70x70	70x105	95x95
12			45x80	70x70	70x105	95x95
13					65x105	90x90
14					65x105	90x90
15					65x105	90x90
16					60x100	85x85
17					60x100	85x85
18					60x100	85x85
19					50x90	75x75
20					50x90	75x75

El diseño final de las vigas se basó en los requerimientos de resistencia por flexión estipulados en la Sección 2.1.2 de las NTC-Concreto (1995). El acero positivo se diseñó considerando a las vigas como vigas “T” o “L” (dependiendo de sí se ubicaban en un marco interior o exterior), y el acero negativo se diseñó considerando la viga como un elemento rectangular. En ambos casos se despreció la contribución del acero en compresión. Los elementos mecánicos de diseño se obtuvieron a partir de la condición(es) crítica(s) obtenida(s) a partir de la combinación de las cargas gravitacionales y sísmicas (Ecuación 2.4). Conforme a lo estipulado en el reglamento, las demandas sísmicas obtenidas a partir del análisis dinámico se escalaron en la misma proporción requerida para que el cortante basal dinámico sea por lo menos igual al 80% del cortante basal estático. El detallado del acero longitudinal y transversal de los elementos estructurales se hizo conforme a los requerimientos que para un Q de 4 ofrece la Sección 5 de las NTC-Concreto (1995) para marcos dúctiles de concreto reforzado.

La Tabla 2.4 resume las separaciones del acero transversal en los extremos de las vigas. Cabe mencionar que todos los estribos utilizados son del número 3, y las separaciones se definieron conforme a los lineamientos de la Sección 2.1.5 de las NTC-Concreto (1995), y que por lo general, las separaciones mostradas corresponden a la separación máxima permisible para aportar un soporte adecuado contra el pandeo del refuerzo longitudinal.

Tabla 2.4 Separación de estribos en las vigas (cm).

Edificio	E4PCR		E12PCR		E20PCR	
	Exterior	Interior	Exterior	Interior	Exterior	Interior
Nivel 1	12.5	12.5	12.5	12.5	8.0	8.0
2	12.5	12.5	12.5	12.5	8.0	8.0
3	12.5	12.5	12.5	12.5	8.0	8.0
4	12.5	12.5	12.5	12.5	8.0	8.0
5			12.5	12.5	8.0	8.0
6			12.5	12.5	8.0	8.0
7			12.5	12.5	9.0	9.0
8			12.5	12.5	9.0	9.0
9			12.5	12.5	9.0	9.0
10			12.5	12.5	9.0	9.0
11			12.5	12.5	9.0	9.0
12			12.5	12.5	9.0	9.0
13					12.0	12.0
14					12.0	12.0
15					12.0	12.0
16					12.0	12.0
17					12.0	12.0
18					12.0	12.0
19					12.0	12.0
20					12.0	12.0

La Figura 2.12 muestra la cuantía de acero longitudinal en las vigas de los edificios. Note que la cuantía de acero, tanto positiva como negativa, en los pisos superiores tiende a ser pequeña, y de hecho en varios casos prácticamente coincide con el límite inferior permitido por las NTC-Concreto (1995). Como sería de esperarse debido a la presencia de cargas gravitacionales, la cuantía negativa es siempre mayor que la cuantía positiva. Conforme a reglamento, la cuantía positiva es por lo menos 50% de la cuantía negativa. La cuantía de acero en los edificios E20PCR y E12PCR suele ser mayor en los marcos interiores. Esto puede explicarse si se considera que los elementos estructurales de los marcos interiores soportan prácticamente el doble de la carga gravitacional soportada por los marcos exteriores, y que los efectos de torsión en los edificios estudiados no son de consideración.

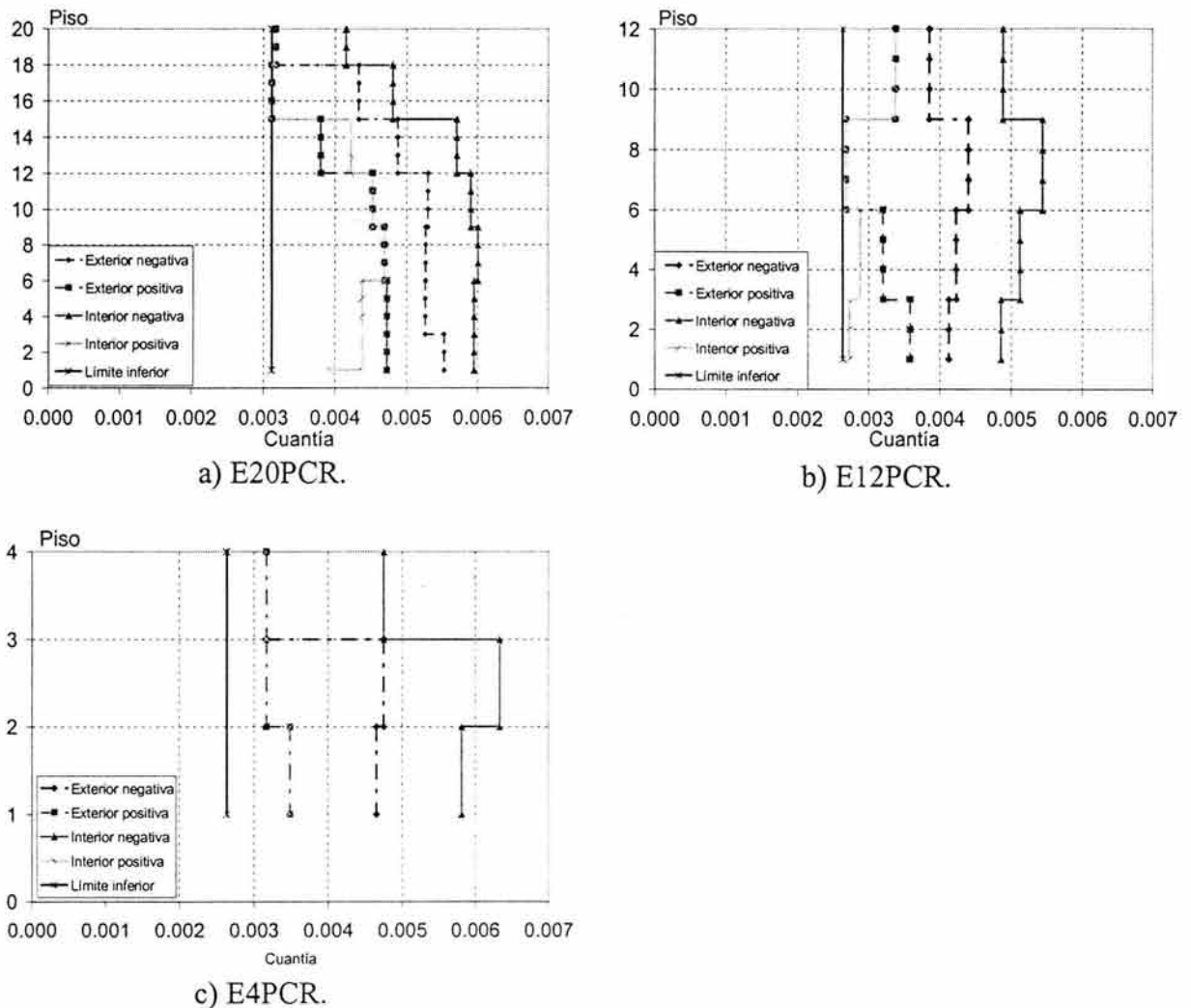
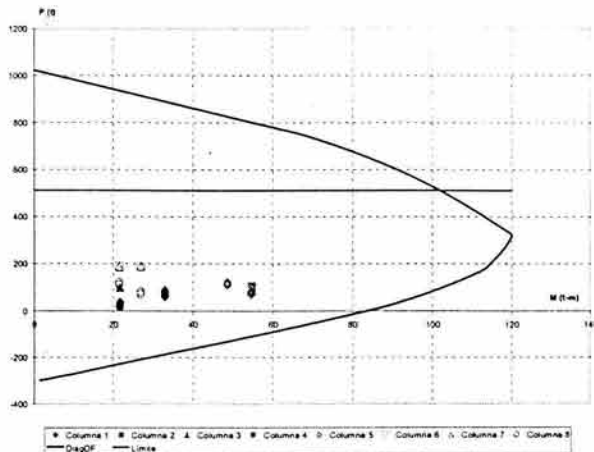


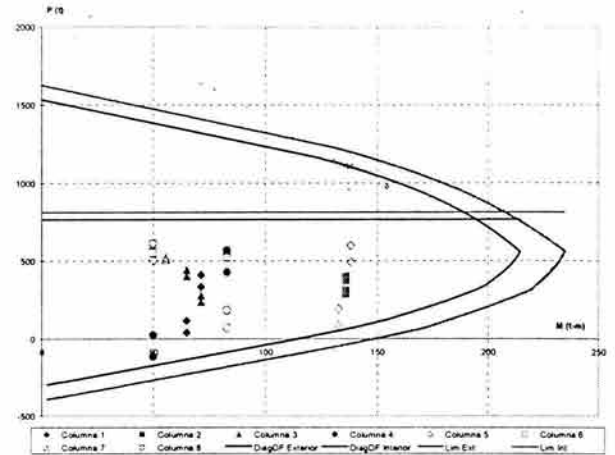
Figura 2.12 Cuantías de acero en las vigas.

La Figura 2.13 muestra los diagramas momento flexionante-carga axial para los armados de las columnas de los primeros niveles para cada uno de los edificios. Para la determinación del armado longitudinal de las columnas se tomo el factor de 1.7 prescrito como requisito de marcos dúctiles en la sección 5 de las NTC-Concreto (1995). Los puntos o figuras llenas corresponden a

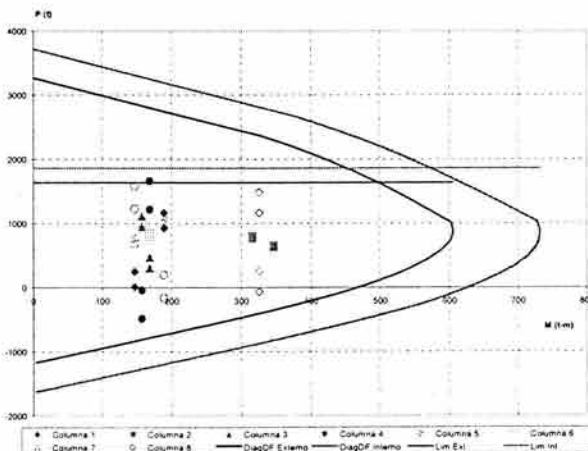
las columnas de marcos exteriores y los puntos vacíos a las columnas interiores. Se observa la zona en donde trabajarán las columnas para un límite de la mitad de la carga axial máxima.



a) Edificio de 4 niveles.



b) Edificio de 12 niveles.



c) Edificio de 20 niveles.

Figura 2.13 Diagramas momento flexión-axial, columnas primeros niveles.

El momento plástico de las vigas que llegan a un nudo (conexión viga-columna) se determinó considerando la resistencia última del acero, y los momentos de diseño en las columnas se estimaron por medio de suponer que 45% de este momento se equilibra en la columna del piso superior, y 55% en la columna del piso inferior, esta suposición se sustenta principalmente por dos razones, la primera, en los edificios se cuenta con una mayor resistencia en los pisos inferiores como puede observarse en la Figura 4.14; y la segunda, el daño se presenta más en los pisos inferiores como se reporta en las Figuras 4.18 y 4.17. Las cuantías de acero en las columnas llegan a ser del 4% para el edificio de 20 pisos, del 1.3% para el de 12 y de 1.5% para el de 4 pisos. En gran medida, este incremento de acero en el edificio de 20 pisos se debió a un intento de crear mayores espacios arquitectónicos por medio de controlar el tamaño de las columnas.

Las Figuras 2.14 a 2.18 muestran el armado longitudinal en los extremos de las vigas de los edificios, y el detallado de confinamiento, distribución transversal y ancho efectivo de la losa que se considera trabaja a compresión así como el armado de la losa, se muestran en las Figuras 2.24 a 2.26. Además de los requerimientos técnicos, el armado se definió a partir de la consideración de aspectos constructivos, tales como: fomentar uniformidad del armado en por lo menos tres pisos consecutivos, y limitar el uso de barras a dos diámetros diferentes (números 6 y 8). Como se observó con anterioridad, la cantidad de acero longitudinal en los marcos internos es mayor que la correspondiente a los marcos externos, diferencia que se acentúa conforme se incrementa el número de pisos.

Las Figuras 2.19 a 2.23 esquematizan armado longitudinal de las columnas de los edificios, y las Figuras 2.27 a 2.31 muestran el detallado de confinamiento. Este armado se definió de acuerdo a los requerimientos de resistencia prescritos en la Sección 2.1.3 de las NTC-Concreto (1995). Igual que en el caso de las vigas, la cuantía de acero longitudinal en las columnas de los marcos interiores es por lo general mayor. Esta cuantía suele cambiar donde se presenta un cambio de sección transversal. Todas las columnas exhiben un armado simétrico, y el tamaño de las barras utilizadas se limitaron a los números 8 y 10. El acero longitudinal de las columnas se diseño utilizando conceptos de diseño por capacidad, de tal forma que se equilibre el momento plástico producido por las vigas dentro de un contexto de columna fuerte-viga débil.

EDIFICIO DE 4 PISOS CONCRETO

Acero en vigas

	2vs#6	2vs#6	2vs#6	2vs#6	2vs#6	2vs#6	
4	2vs#6	2vs#6	2vs#6	2vs#6	2vs#6	2vs#6	30x60
	<u>Exterior</u>						
	3vs#6	3vs#6	3vs#6	3vs#6	3vs#6	3vs#6	
3	2vs#6	2vs#6	2vs#6	2vs#6	2vs#6	2vs#6	
	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	35x70
2	3vs#6	3vs#6	3vs#6	3vs#6	3vs#6	3vs#6	
	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	
1	3vs#6	3vs#6	3vs#6	3vs#6	3vs#6	3vs#6	

	3vs#6	3vs#6	3vs#6	3vs#6	3vs#6	3vs#6	
4	2vs#6	2vs#6	2vs#6	2vs#6	2vs#6	2vs#6	30x60
	<u>Interior</u>						
	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	
3	2vs#6	2vs#6	2vs#6	2vs#6	2vs#6	2vs#6	
	5vs#6	5vs#6	5vs#6	5vs#6	5vs#6	5vs#6	35x70
2	3vs#6	3vs#6	3vs#6	3vs#6	3vs#6	3vs#6	
	5vs#6	5vs#6	5vs#6	5vs#6	5vs#6	5vs#6	
1	3vs#6	3vs#6	3vs#6	3vs#6	3vs#6	3vs#6	

Figura 2.14 Armado de las vigas para el edificio de 4 niveles marco exterior e interior respectivamente.

EDIFICIO DE 12 PISOS
Acero en vigas

	2vs#8+1vs#6	2vs#8+1vs#6	2vs#8+1vs#6	2vs#8+1vs#6	2vs#8+1vs#6	2vs#8+1vs#6	
12	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	45x80
			<u>Exterior</u>				
	2vs#8+1vs#6	2vs#8+1vs#6	2vs#8+1vs#6	2vs#8+1vs#6	2vs#8+1vs#6	2vs#8+1vs#6	
11	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	
	2vs#8+1vs#6	2vs#8+1vs#6	2vs#8+1vs#6	2vs#8+1vs#6	2vs#8+1vs#6	2vs#8+1vs#6	
10	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	
	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	
9	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	50x90
	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	
8	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	
	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	
7	4vs#6	5vs#6	4vs#6	4vs#6	5vs#6	4vs#6	
	3vs#8+2vs#6	3vs#8+2vs#6	3vs#8+2vs#6	3vs#8+2vs#6	3vs#8+2vs#6	3vs#8+2vs#6	
6	2vs#8+2vs#6	2vs#8+2vs#6	2vs#8+2vs#6	2vs#8+2vs#6	2vs#8+2vs#6	2vs#8+2vs#6	55x95
	3vs#8+2vs#6	3vs#8+2vs#6	3vs#8+2vs#6	3vs#8+2vs#6	3vs#8+2vs#6	3vs#8+2vs#6	
5	2vs#8+2vs#6	2vs#8+2vs#6	2vs#8+2vs#6	2vs#8+2vs#6	2vs#8+2vs#6	2vs#8+2vs#6	
	3vs#8+2vs#6	3vs#8+2vs#6	3vs#8+2vs#6	3vs#8+2vs#6	3vs#8+2vs#6	3vs#8+2vs#6	
4	2vs#8+2vs#6	2vs#8+2vs#6	2vs#8+2vs#6	2vs#8+2vs#6	2vs#8+2vs#6	2vs#8+2vs#6	
	2vs#8+4vs#6	2vs#8+4vs#6	2vs#8+4vs#6	2vs#8+4vs#6	2vs#8+4vs#6	2vs#8+4vs#6	
3	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	55x95
	2vs#8+4vs#6	2vs#8+4vs#6	2vs#8+4vs#6	2vs#8+4vs#6	2vs#8+4vs#6	2vs#8+4vs#6	
2	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	
	2vs#8+4vs#6	2vs#8+4vs#6	2vs#8+4vs#6	2vs#8+4vs#6	2vs#8+4vs#6	2vs#8+4vs#6	
1	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	2vs#8+3vs#6	

Figura 2.15 Armado de las vigas para el edificio de 12 niveles marco exterior

EDIFICIO DE 12 PISOS
Acero en vigas

	1vs#8+4vs#6	1vs#8+4vs#6	1vs#8+4vs#6	1vs#8+4vs#6	1vs#8+4vs#6	1vs#8+4vs#6	
12	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	45x80
	Interior						
11	1vs#8+4vs#6	1vs#8+4vs#6	1vs#8+4vs#6	1vs#8+4vs#6	1vs#8+4vs#6	1vs#8+4vs#6	
	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	
10	1vs#8+4vs#6	1vs#8+4vs#6	1vs#8+4vs#6	1vs#8+4vs#6	1vs#8+4vs#6	1vs#8+4vs#6	
	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	
9	4vs#8+1vs#6	4vs#8+1vs#6	4vs#8+1vs#6	4vs#8+1vs#6	4vs#8+1vs#6	4vs#8+1vs#6	50x90
	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	
8	4vs#8+1vs#6	4vs#8+1vs#6	4vs#8+1vs#6	4vs#8+1vs#6	4vs#8+1vs#6	4vs#8+1vs#6	
	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	4vs#6	
7	4vs#8+1vs#6	4vs#8+1vs#6	4vs#8+1vs#6	4vs#8+1vs#6	4vs#8+1vs#6	4vs#8+1vs#6	
	4vs#6	5vs#6	4vs#6	4vs#6	5vs#6	4vs#6	
6	5vs#8	5vs#8	5vs#8	5vs#8	5vs#8	5vs#8	
	5vs#6	5vs#6	5vs#6	5vs#6	5vs#6	5vs#6	55x95
5	5vs#8	5vs#8	5vs#8	5vs#8	5vs#8	5vs#8	
	5vs#6	2vs#8+2vs#6	5vs#6	5vs#6	2vs#8+2vs#6	5vs#6	
4	5vs#8	5vs#8	5vs#8	5vs#8	5vs#8	5vs#8	
	5vs#6	2vs#8+2vs#6	5vs#6	5vs#6	2vs#8+2vs#6	5vs#6	
3	5vs#8	5vs#8	5vs#8	5vs#8	5vs#8	5vs#8	
	5vs#6	2vs#8+2vs#6	5vs#6	5vs#6	2vs#8+2vs#6	5vs#6	55x95
2	5vs#8	5vs#8	5vs#8	5vs#8	5vs#8	5vs#8	
	5vs#6	2vs#8+2vs#6	5vs#6	5vs#6	2vs#8+2vs#6	5vs#6	
1	5vs#8	5vs#8	5vs#8	5vs#8	5vs#8	5vs#8	
	5vs#6	5vs#6	5vs#6	5vs#6	5vs#6	5vs#6	

Figura 2.16 Armado de las vigas para el edificio de 12 niveles marco interior.

EDIFICIO DE 20 PISOS
Acero en Vigas

20	5vs#6 5vs#6	5vs#6 5vs#6	5vs#6 5vs#6	5vs#6 5vs#6	5vs#6 5vs#6	5vs#6 5vs#6	90x50
19	5vs#6 3vs#6	5vs#6 3vs#6	5vs#6 3vs#6	5vs#6 3vs#6	5vs#6 3vs#6	5vs#6 3vs#6	
Exterior							
18	4vs#8+2vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+2vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+2vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+2vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+2vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+2vs#6 2vs#8+3vs#6	100x60
17	4vs#8+2vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+2vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+2vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+2vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+2vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+2vs#6 2vs#8+3vs#6	
16	4vs#8+2vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+2vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+2vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+2vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+2vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+2vs#6 2vs#8+3vs#6	
15	6vs#8+1vs#6 4vs#8+2vs#6	6vs#8+1vs#6 4vs#8+2vs#6	6vs#8+1vs#6 4vs#8+2vs#6	6vs#8+1vs#6 4vs#8+2vs#6	6vs#8+1vs#6 4vs#8+2vs#6	6vs#8+1vs#6 4vs#8+2vs#6	105x65
14	6vs#8+1vs#6 4vs#8+2vs#6	6vs#8+1vs#6 4vs#8+2vs#6	6vs#8+1vs#6 4vs#8+2vs#6	6vs#8+1vs#6 4vs#8+2vs#6	6vs#8+1vs#6 4vs#8+2vs#6	6vs#8+1vs#6 4vs#8+2vs#6	
13	6vs#8+1vs#6 4vs#8+2vs#6	6vs#8+1vs#6 4vs#8+2vs#6	6vs#8+1vs#6 4vs#8+2vs#6	6vs#8+1vs#6 4vs#8+2vs#6	6vs#8+1vs#6 4vs#8+2vs#6	6vs#8+1vs#6 4vs#8+2vs#6	
12	6vs#8+3vs#6 6vs#8+1vs#6	6vs#8+3vs#6 6vs#8+1vs#6	6vs#8+3vs#6 6vs#8+1vs#6	6vs#8+3vs#6 6vs#8+1vs#6	6vs#8+3vs#6 6vs#8+1vs#6	6vs#8+3vs#6 6vs#8+1vs#6	105x70
11	6vs#8+3vs#6 6vs#8+1vs#6	6vs#8+3vs#6 6vs#8+1vs#6	6vs#8+3vs#6 6vs#8+1vs#6	6vs#8+3vs#6 6vs#8+1vs#6	6vs#8+3vs#6 6vs#8+1vs#6	6vs#8+3vs#6 6vs#8+1vs#6	
10	6vs#8+3vs#6 6vs#8+1vs#6	6vs#8+3vs#6 6vs#8+1vs#6	6vs#8+3vs#6 6vs#8+1vs#6	6vs#8+3vs#6 6vs#8+1vs#6	6vs#8+3vs#6 6vs#8+1vs#6	6vs#8+3vs#6 6vs#8+1vs#6	
9	8vs#8 6vs#8+2vs#6	8vs#8 6vs#8+2vs#6	8vs#8 6vs#8+2vs#6	8vs#8 6vs#8+2vs#6	8vs#8 6vs#8+2vs#6	8vs#8 6vs#8+2vs#6	110x70
8	8vs#8 6vs#8+2vs#6	8vs#8 6vs#8+2vs#6	8vs#8 6vs#8+2vs#6	8vs#8 6vs#8+2vs#6	8vs#8 6vs#8+2vs#6	8vs#8 6vs#8+2vs#6	
7	8vs#8 6vs#8+2vs#6	8vs#8 6vs#8+2vs#6	8vs#8 6vs#8+2vs#6	8vs#8 6vs#8+2vs#6	8vs#8 6vs#8+2vs#6	8vs#8 6vs#8+2vs#6	
6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+3vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+3vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+3vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+3vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+3vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+3vs#6	110x75
5	8vs#8+1vs#6 6vs#8+3vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+3vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+3vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+3vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+3vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+3vs#6	
4	8vs#8+1vs#6 6vs#8+3vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+3vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+3vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+3vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+3vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+3vs#6	
3	9vs#8 6vs#8+3vs#6	9vs#8 6vs#8+3vs#6	9vs#8 6vs#8+3vs#6	9vs#8 6vs#8+3vs#6	9vs#8 6vs#8+3vs#6	9vs#8 6vs#8+3vs#6	
2	9vs#8 6vs#8+3vs#6	9vs#8 6vs#8+3vs#6	9vs#8 6vs#8+3vs#6	9vs#8 6vs#8+3vs#6	9vs#8 6vs#8+3vs#6	9vs#8 6vs#8+3vs#6	
1	9vs#8 6vs#8+3vs#6	9vs#8 6vs#8+3vs#6	9vs#8 6vs#8+3vs#6	9vs#8 6vs#8+3vs#6	9vs#8 6vs#8+3vs#6	9vs#8 6vs#8+3vs#6	

Figura 2.17 Armado de las vigas para el edificio de 20 niveles marco exterior

EDIFICIO DE 20 PISOS
Acero en Vigas

20	2vs#8+3vs#6 5vs#6	2vs#8+3vs#6 5vs#6	2vs#8+3vs#6 5vs#6	2vs#8+3vs#6 5vs#6	2vs#8+3vs#6 5vs#6	2vs#8+3vs#6 5vs#6	90x50
19	2vs#8+3vs#6 5vs#6	2vs#8+3vs#6 5vs#6	2vs#8+3vs#6 5vs#6	2vs#8+3vs#6 5vs#6	2vs#8+3vs#6 5vs#6	2vs#8+3vs#6 5vs#6	
18	4vs#8+3vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+3vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+3vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+3vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+3vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+3vs#6 2vs#8+3vs#6	100x60
17	4vs#8+3vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+3vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+3vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+3vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+3vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+3vs#6 2vs#8+3vs#6	
16	4vs#8+3vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+3vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+3vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+3vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+3vs#6 2vs#8+3vs#6	4vs#8+3vs#6 2vs#8+3vs#6	
15	6vs#8+3vs#6 4vs#8+3vs#6	6vs#8+3vs#6 4vs#8+3vs#6	6vs#8+3vs#6 4vs#8+3vs#6	6vs#8+3vs#6 4vs#8+3vs#6	6vs#8+3vs#6 4vs#8+3vs#6	6vs#8+3vs#6 4vs#8+3vs#6	105x65
14	6vs#8+3vs#6 4vs#8+3vs#6	6vs#8+3vs#6 4vs#8+3vs#6	6vs#8+3vs#6 4vs#8+3vs#6	6vs#8+3vs#6 4vs#8+3vs#6	6vs#8+3vs#6 4vs#8+3vs#6	6vs#8+3vs#6 4vs#8+3vs#6	
13	6vs#8+3vs#6 4vs#8+3vs#6	6vs#8+3vs#6 4vs#8+3vs#6	6vs#8+3vs#6 4vs#8+3vs#6	6vs#8+3vs#6 4vs#8+3vs#6	6vs#8+3vs#6 4vs#8+3vs#6	6vs#8+3vs#6 4vs#8+3vs#6	
12	8vs#8+1vs#6 6vs#8+1vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+1vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+1vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+1vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+1vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+1vs#6	105x70
11	8vs#8+1vs#6 6vs#8+1vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+1vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+1vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+1vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+1vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+1vs#6	
10	8vs#8+1vs#6 6vs#8+1vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+1vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+1vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+1vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+1vs#6	8vs#8+1vs#6 6vs#8+1vs#6	
9	8vs#8+2vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+2vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+2vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+2vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+2vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+2vs#6 6vs#8+2vs#6	110x70
8	8vs#8+2vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+2vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+2vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+2vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+2vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+2vs#6 6vs#8+2vs#6	
7	8vs#8+2vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+2vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+2vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+2vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+2vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+2vs#6 6vs#8+2vs#6	
6	8vs#8+2vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+2vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+2vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+2vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+2vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+2vs#6 6vs#8+2vs#6	110x75
5	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	
4	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	
3	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	
2	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	
1	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	8vs#8+3vs#6 6vs#8+2vs#6	

Figura 2.18 Armado de las vigas para el edificio de 20 niveles marco interior

EDIFICIO DE 4 PISOS CONCRETO
Acero en columnas

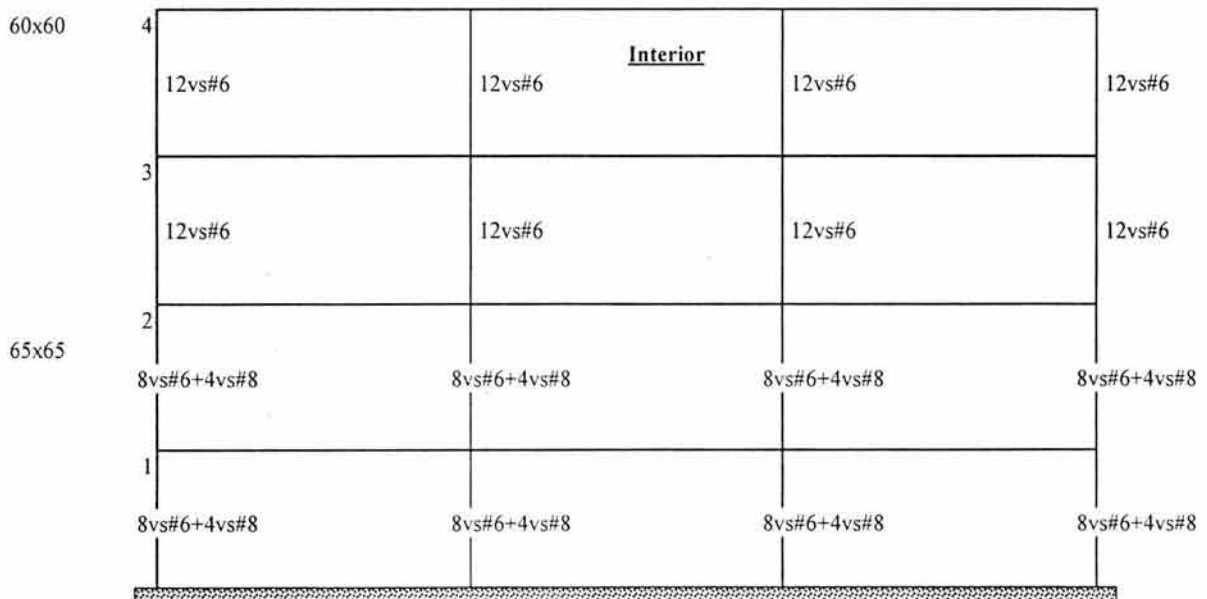
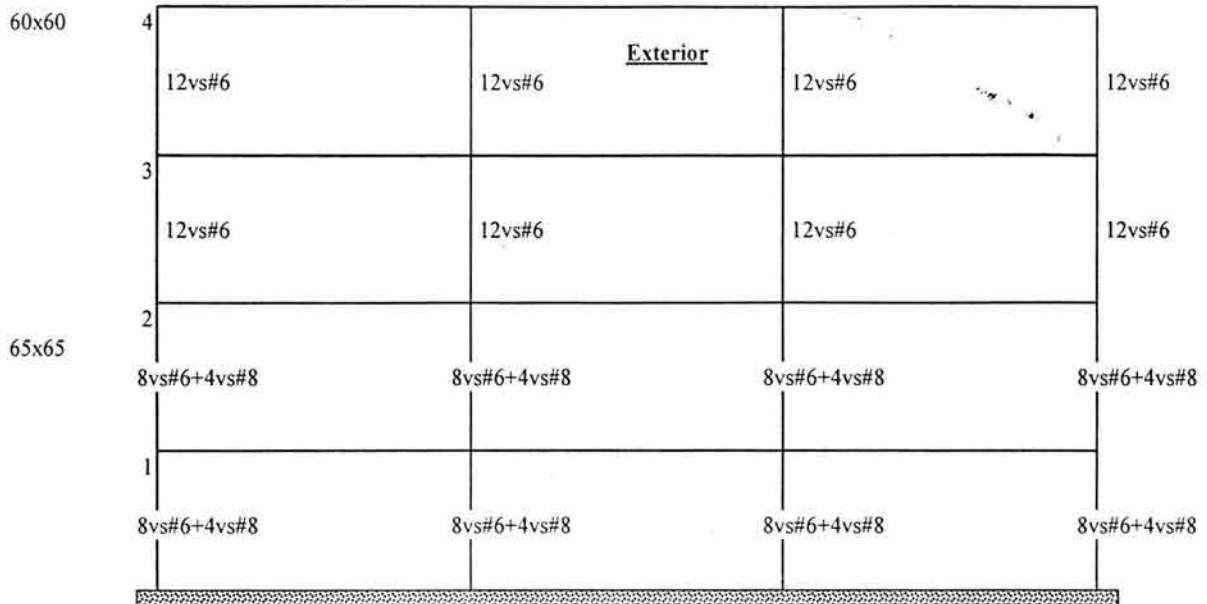


Figura 2.19 Armado de las columnas para el edificio de 4 niveles marco interior y exterior.

EDIFICIO DE 12 PISOS
Acero en columnas

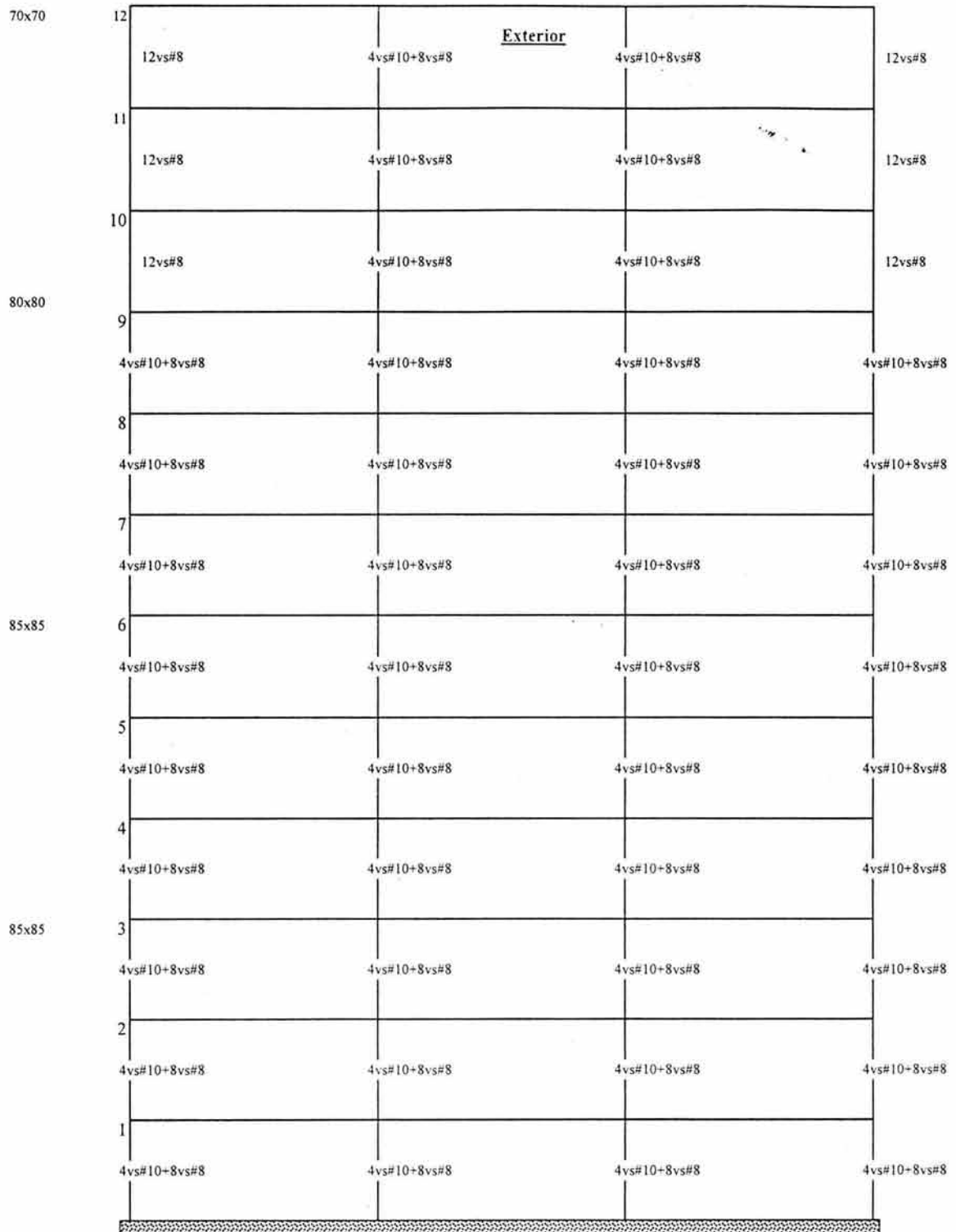


Figura 2.20 Armado de las columnas para el edificio de 12 niveles marco exterior.

EDIFICIO DE 12 PISOS
Acero en columnas

70x70	12	4vs#10+8vs#8	12vs#8	<u>Interior</u>	12vs#8	4vs#10+8vs#8
	11	4vs#10+8vs#8	12vs#8		12vs#8	4vs#10+8vs#8
	10	4vs#10+8vs#8	12vs#8		12vs#8	4vs#10+8vs#8
80x80	9	4vs#10+8vs#8	4vs#10+8vs#8		4vs#10+8vs#8	4vs#10+8vs#8
	8	8vs#10+4vs#8	4vs#10+8vs#8		4vs#10+8vs#8	8vs#10+4vs#8
	7	8vs#10+4vs#8	4vs#10+8vs#8		4vs#10+8vs#8	8vs#10+4vs#8
85x85	6	8vs#10+4vs#8	4vs#10+8vs#8		4vs#10+8vs#8	8vs#10+4vs#8
	5	12vs#10	4vs#10+8vs#8		4vs#10+8vs#8	12vs#10
	4	12vs#10	4vs#10+8vs#8		4vs#10+8vs#8	12vs#10
85x85	3	12vs#10	4vs#10+8vs#8		4vs#10+8vs#8	12vs#10
	2	12vs#10	4vs#10+8vs#8		4vs#10+8vs#8	12vs#10
	1	12vs#10	4vs#10+8vs#8		4vs#10+8vs#8	12vs#10

Figura 2.21 Armado de las columnas para el edificio de 12 niveles marco interior.

EDIFICIO DE 20 PISOS
Acero en columnas

75x75	20	20vs#8	20vs#8	20vs#8	20vs#8
	19	20vs#8	20vs#8	20vs#8	20vs#8
85x85	18	28vs#8	28vs#8	28vs#8	28vs#8
	17	28vs#8	28vs#8	28vs#8	28vs#8
	16	28vs#8	28vs#8	28vs#8	28vs#8
90x90	15	32vs#8	32vs#8	32vs#8	32vs#8
	14	32vs#8	32vs#8	32vs#8	32vs#8
	13	32vs#8	32vs#8	32vs#8	32vs#8
95x95	12	32vs#8	32vs#8	32vs#8	32vs#8
	11	32vs#8	32vs#8	32vs#8	32vs#8
	10	32vs#8	32vs#8	32vs#8	32vs#8
	9	36vs#8	36vs#8	36vs#8	36vs#8
	8	36vs#8	36vs#8	36vs#8	36vs#8
	7	36vs#8	36vs#8	36vs#8	36vs#8
	6	4vs#10+40vs#8	4vs#10+40vs#8	4vs#10+40vs#8	4vs#10+40vs#8
	5	4vs#10+40vs#8	4vs#10+40vs#8	4vs#10+40vs#8	4vs#10+40vs#8
	4	4vs#10+40vs#8	4vs#10+40vs#8	4vs#10+40vs#8	4vs#10+40vs#8
	3	20vs#10+24vs#8	20vs#10+24vs#8	20vs#10+24vs#8	20vs#10+24vs#8
	2	20vs#10+24vs#8	20vs#10+24vs#8	20vs#10+24vs#8	20vs#10+24vs#8
	1	20vs#10+24vs#8	20vs#10+24vs#8	20vs#10+24vs#8	20vs#10+24vs#8

Figura 2.22 Armado de las columnas para el edificio de 20 niveles marco exterior.

EDIFICIO DE 20 PISOS
Acero en columnas

75x75	20	20vs#8	20vs#8	20vs#8	20vs#8
	19	20vs#8	20vs#8 Interior	20vs#8	20vs#8
85x85	18	28vs#8	28vs#8	28vs#8	28vs#8
	17	28vs#8	28vs#8	28vs#8	28vs#8
	16	28vs#8	28vs#8	28vs#8	28vs#8
90x90	15	36vs#8	36vs#8	36vs#8	36vs#8
	14	36vs#8	36vs#8	36vs#8	36vs#8
	13	36vs#8	36vs#8	36vs#8	36vs#8
95x95	12	40vs#8	40vs#8	40vs#8	40vs#8
	11	40vs#8	40vs#8	40vs#8	40vs#8
	10	40vs#8	40vs#8	40vs#8	40vs#8
	9	8vs#10+32vs#8	8vs#10+32vs#8	8vs#10+32vs#8	8vs#10+32vs#8
	8	8vs#10+32vs#8	8vs#10+32vs#8	8vs#10+32vs#8	8vs#10+32vs#8
	7	8vs#10+32vs#8	8vs#10+32vs#8	8vs#10+32vs#8	8vs#10+32vs#8
	6	20vs#10+32vs#8	20vs#10+32vs#8	20vs#10+32vs#8	20vs#10+32vs#8
5	20vs#10+32vs#8	20vs#10+32vs#8	20vs#10+32vs#8	20vs#10+32vs#8	
4	20vs#10+32vs#8	20vs#10+32vs#8	20vs#10+32vs#8	20vs#10+32vs#8	
3	44vs#10+8vs#8	44vs#10+8vs#8	44vs#10+8vs#8	44vs#10+8vs#8	
2	44vs#10+8vs#8	44vs#10+8vs#8	44vs#10+8vs#8	44vs#10+8vs#8	
1	44vs#10+8vs#8	44vs#10+8vs#8	44vs#10+8vs#8	44vs#10+8vs#8	

Figura 2.23 Armado de las columnas para el edificio de 20 niveles marco exterior.

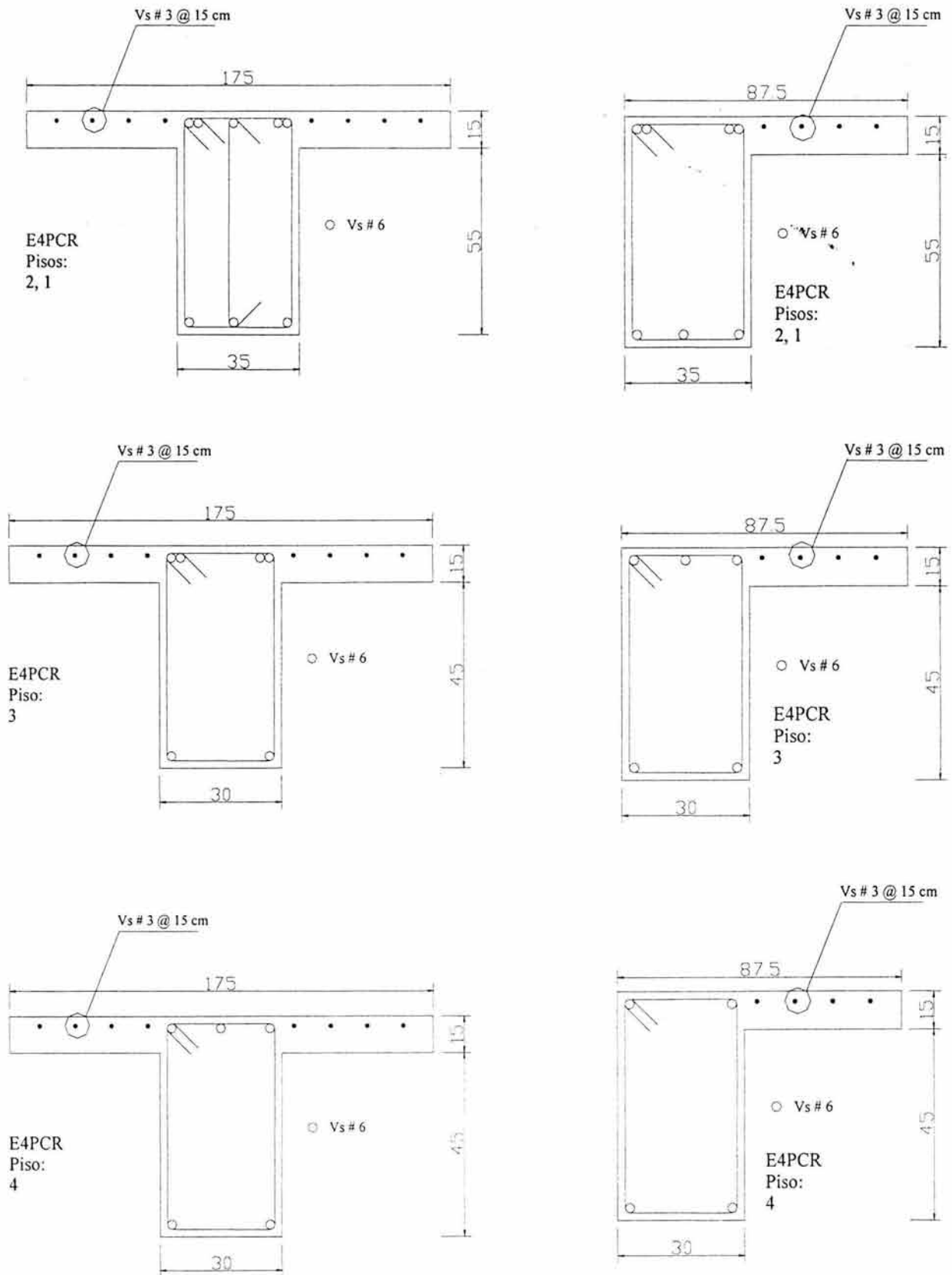


Figura 2.24 Detallado de vigas en edificio de cuatro niveles.

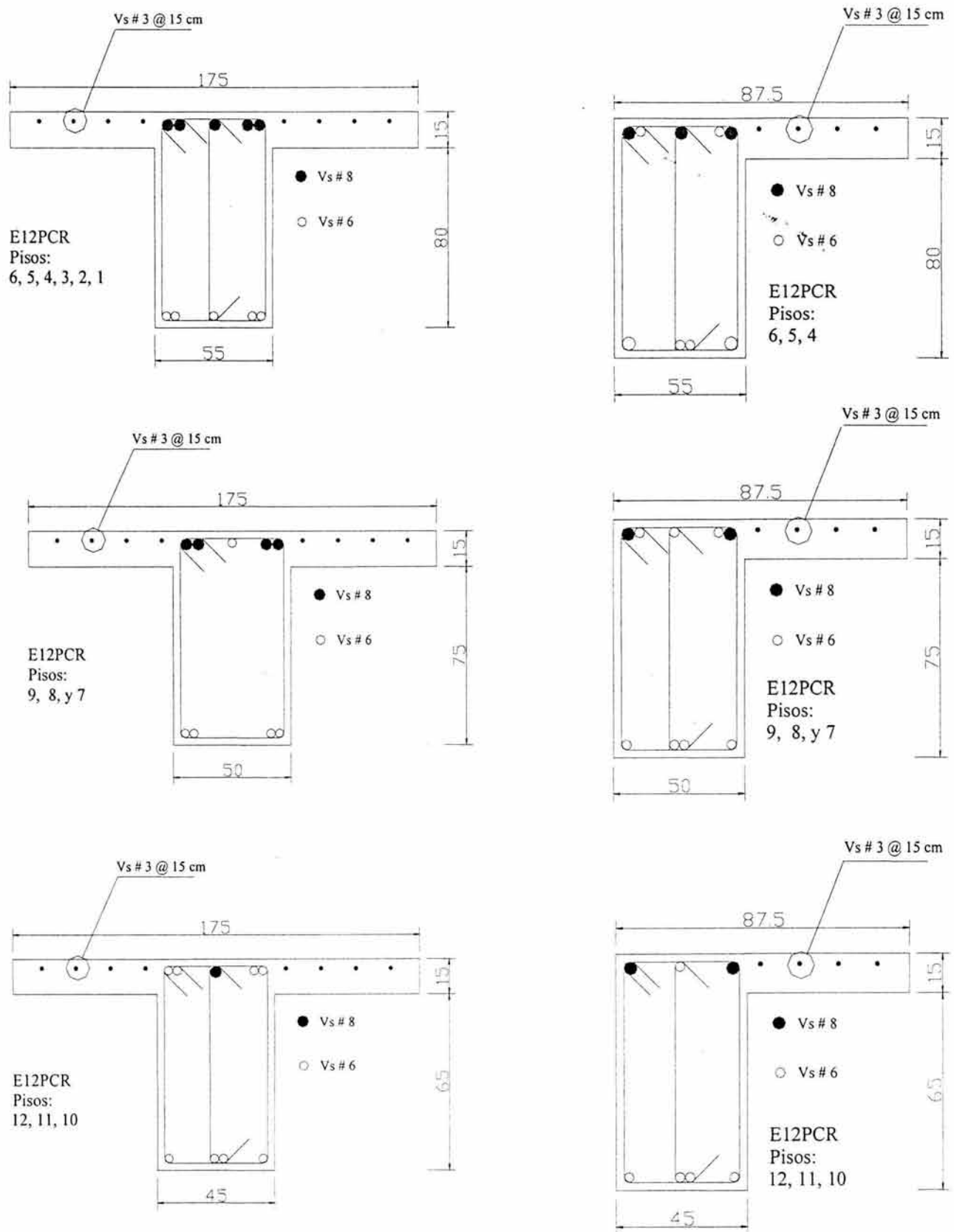


Figura 2.25 Detallado de vigas en edificio de 12 niveles.

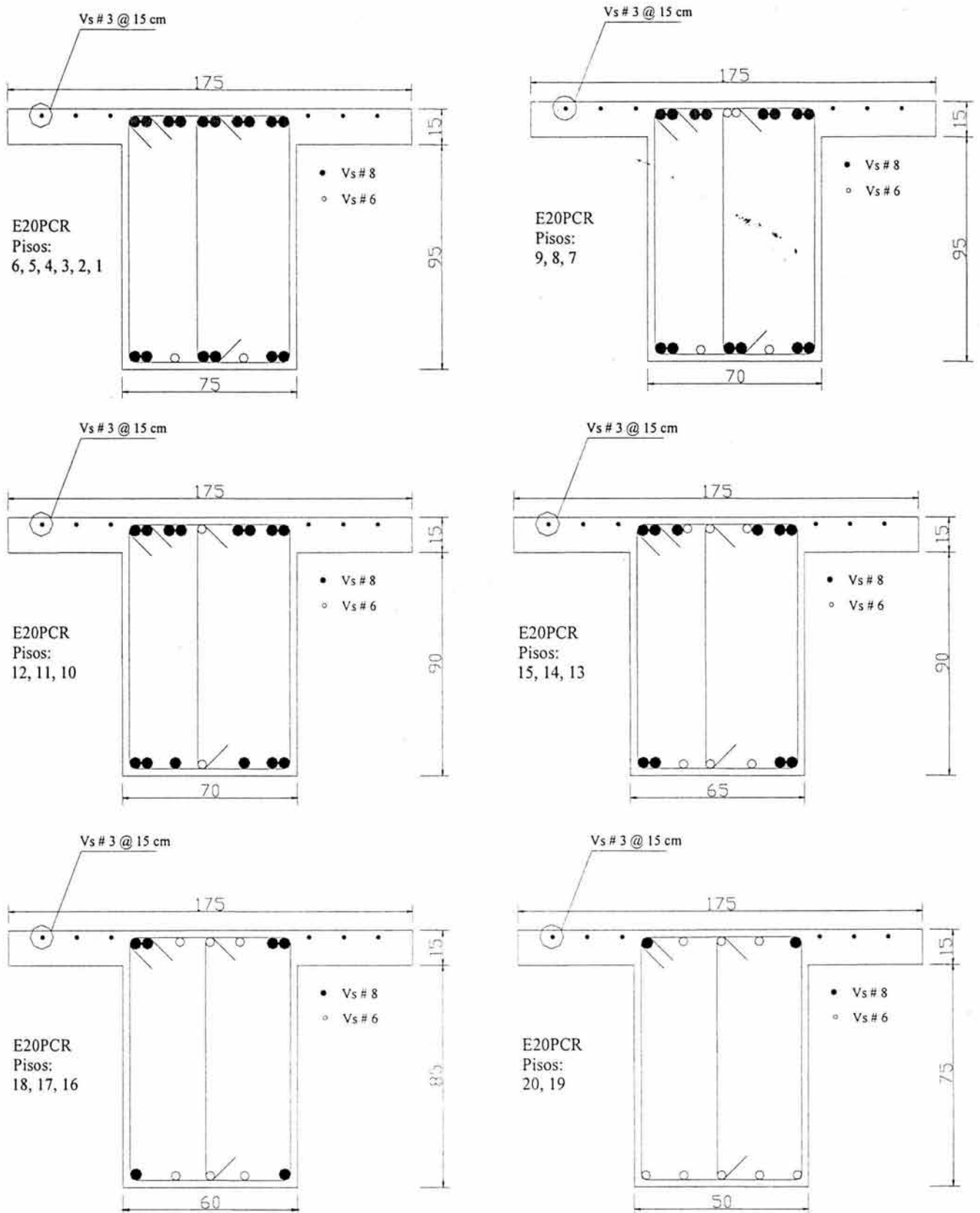


Figura 2.26 Detallado de vigas en edificio de 20 niveles.

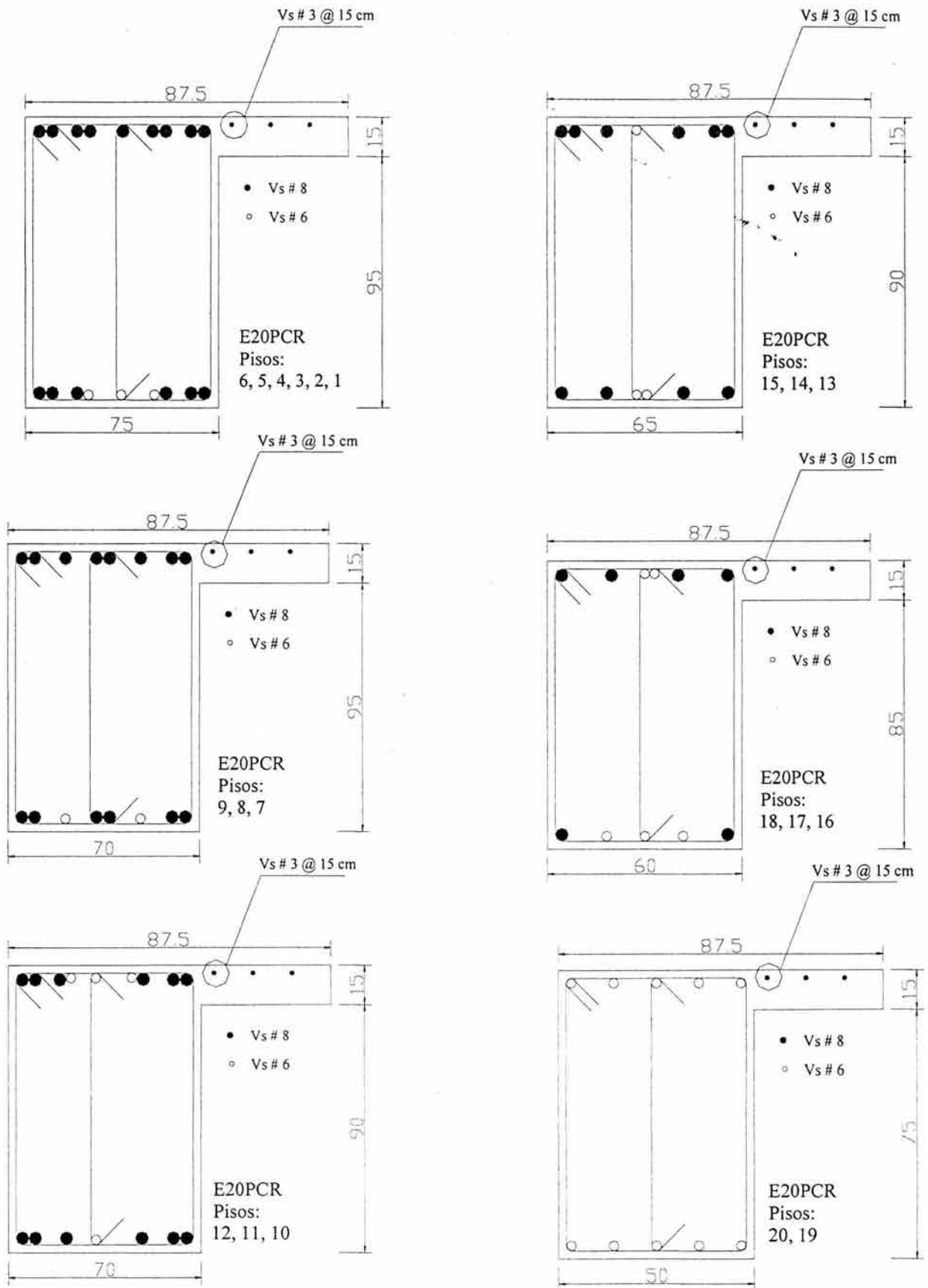


Figura 2.26 Detallado de vigas en edificio de 20 niveles (continuación).

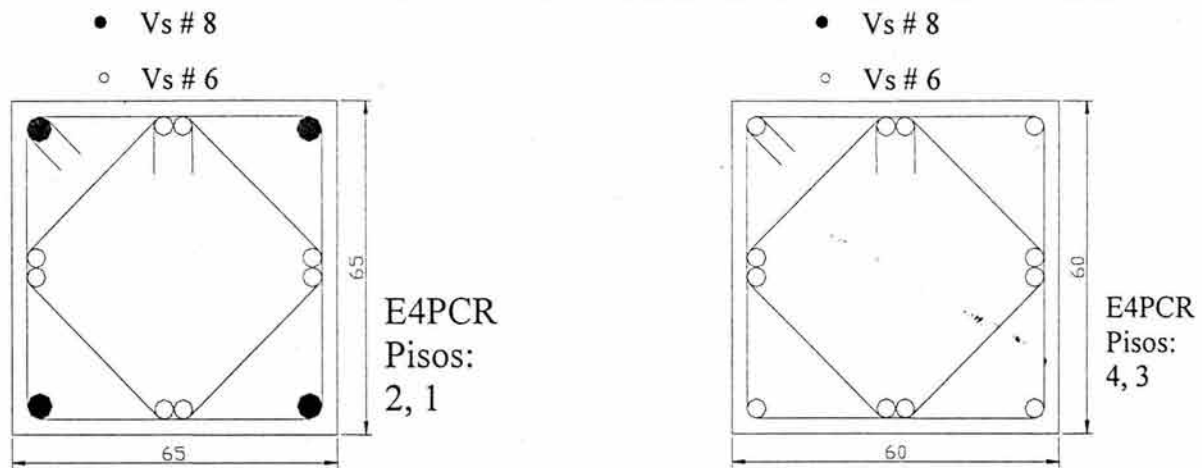


Figura 2.27 Armado de columnas en edificio de cuatro niveles, marcos interiores y exteriores.

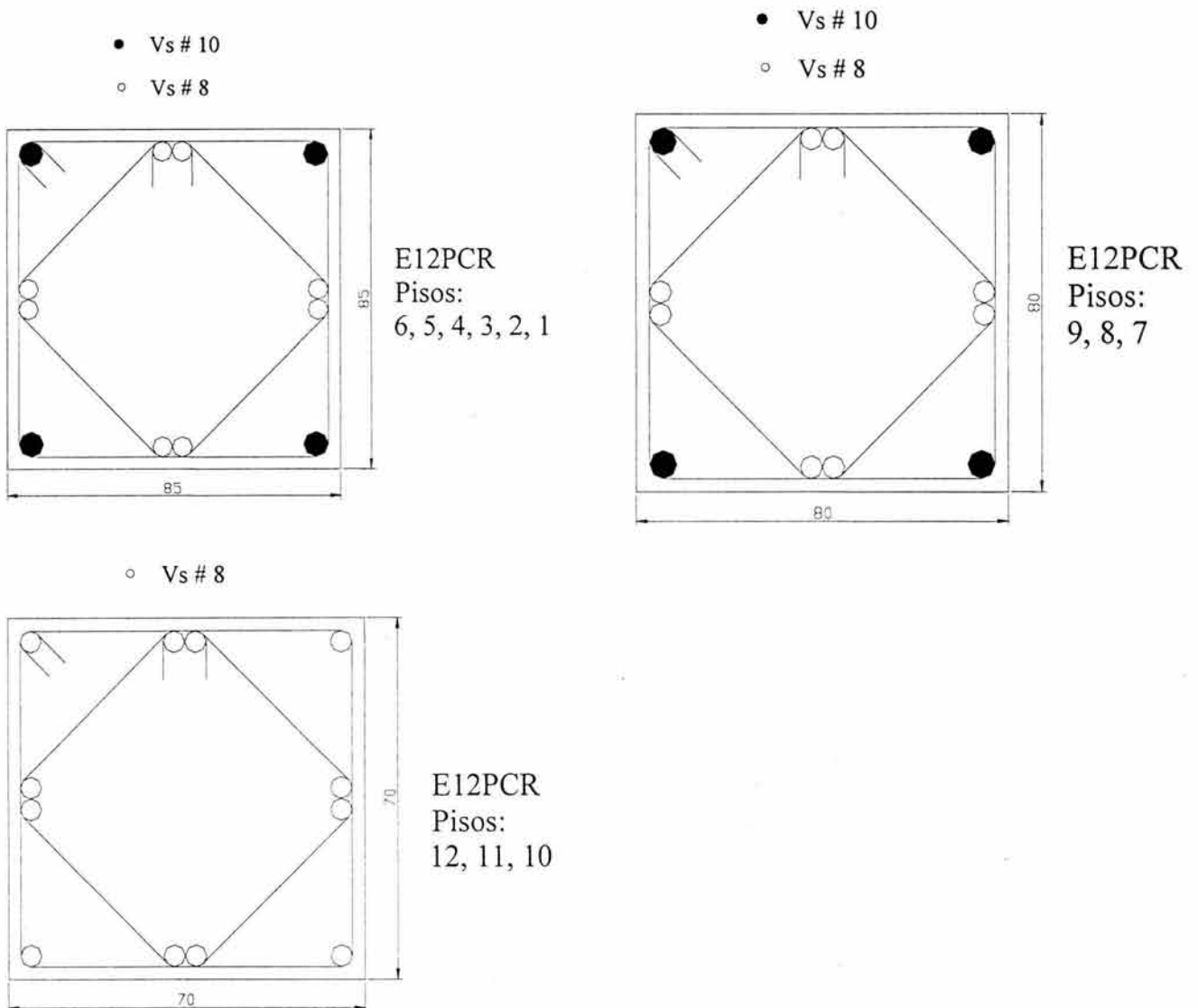


Figura 2.28 Detallado de columnas en edificio de 12 niveles, marcos exteriores.

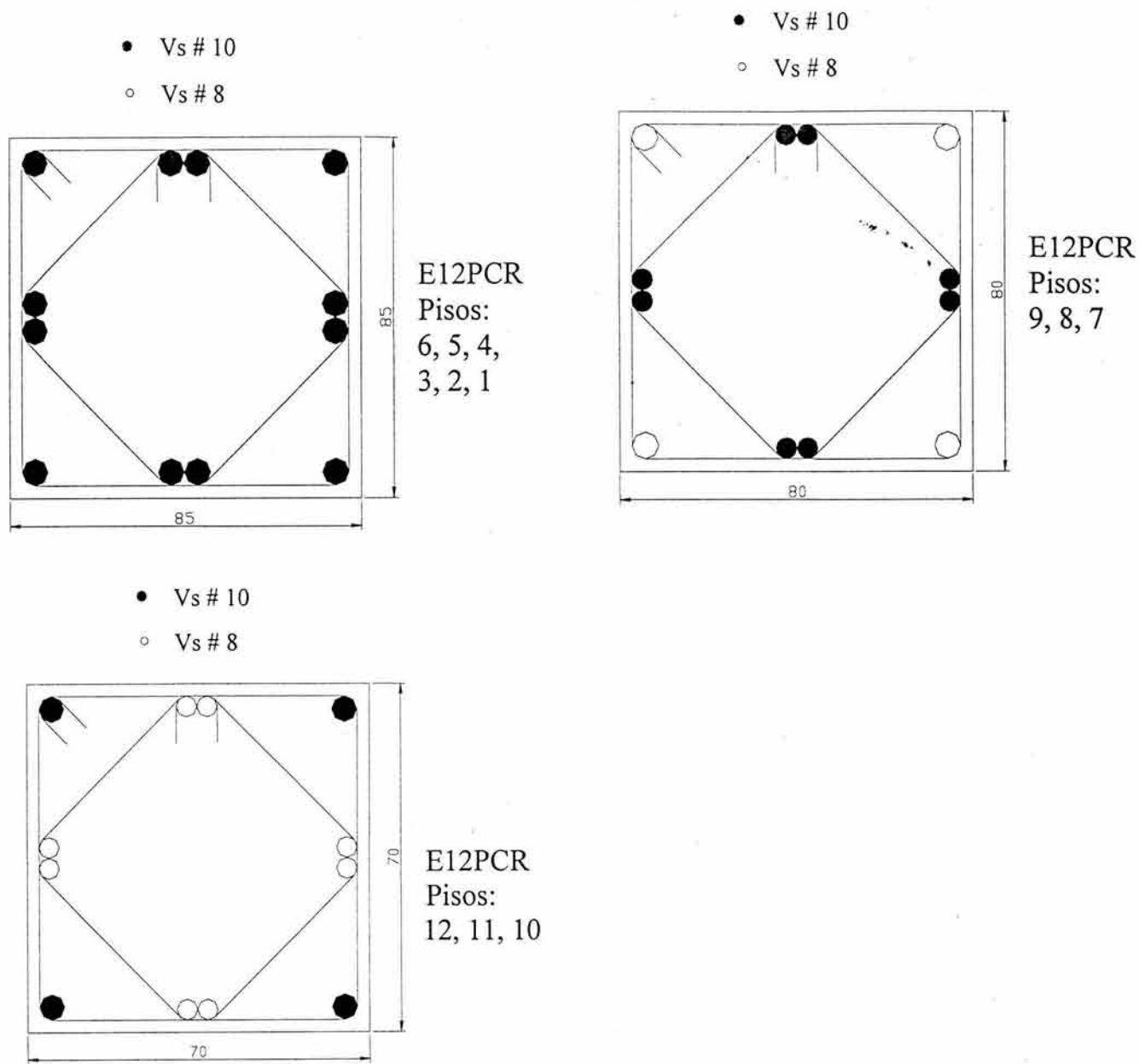


Figura 2.29 Detallado de columnas en edificio de 12 niveles, marcos interiores.

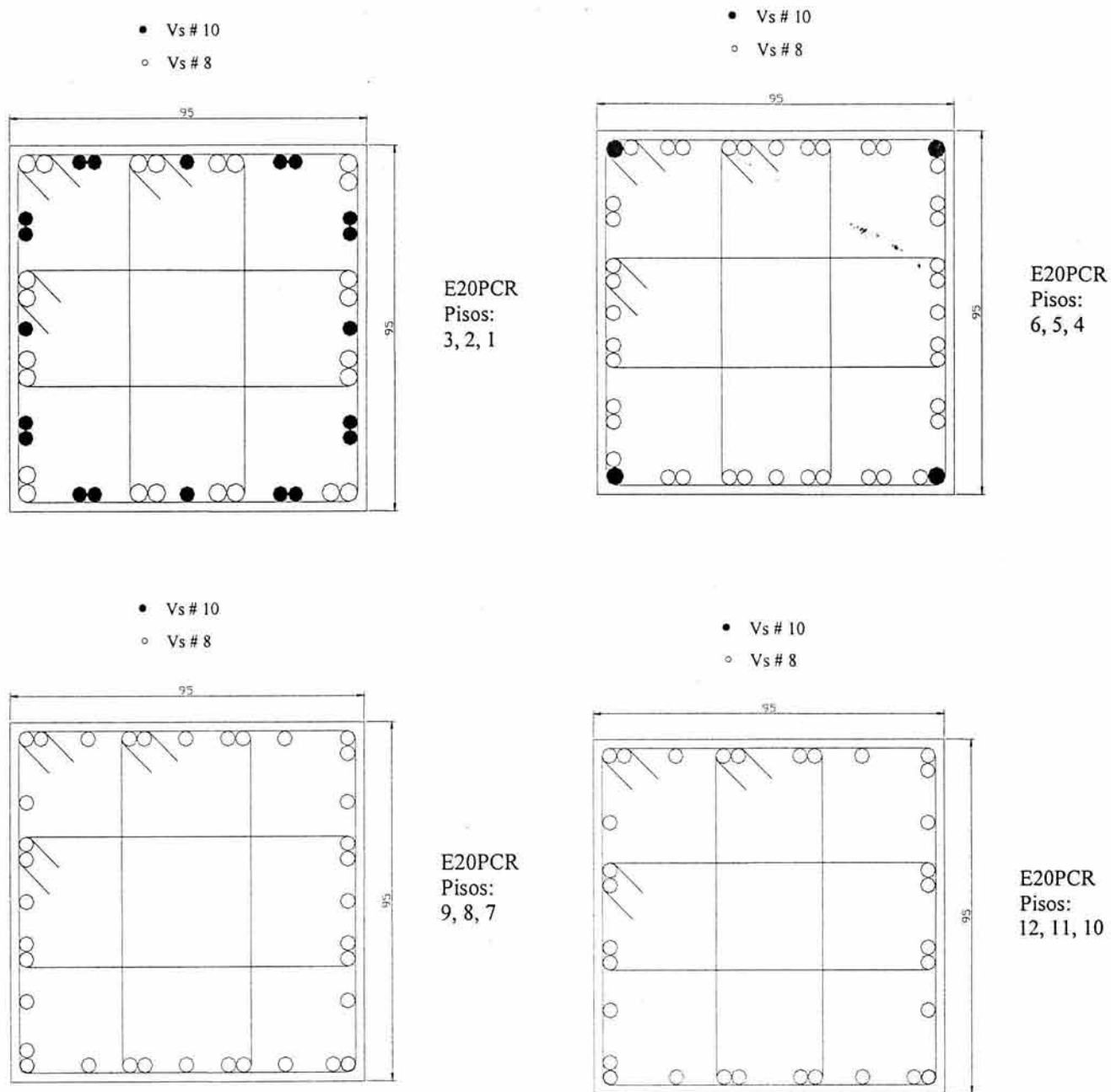


Figura 2.30 Detallado de columnas en edificio de 20 niveles, marcos exteriores.

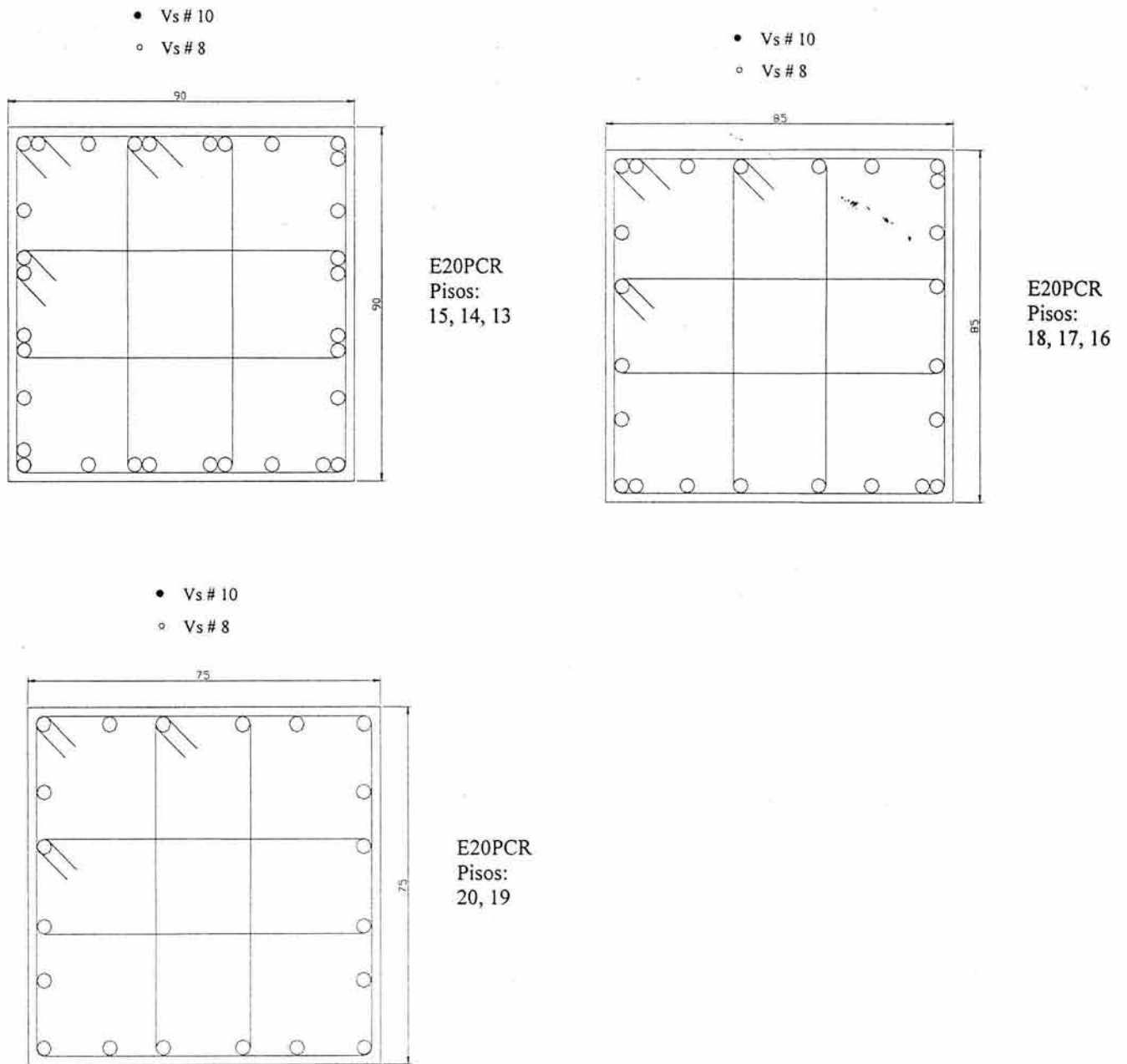


Figura 2.30 Detallado de columnas en edificio de 20 niveles, marcos exteriores (continuación).

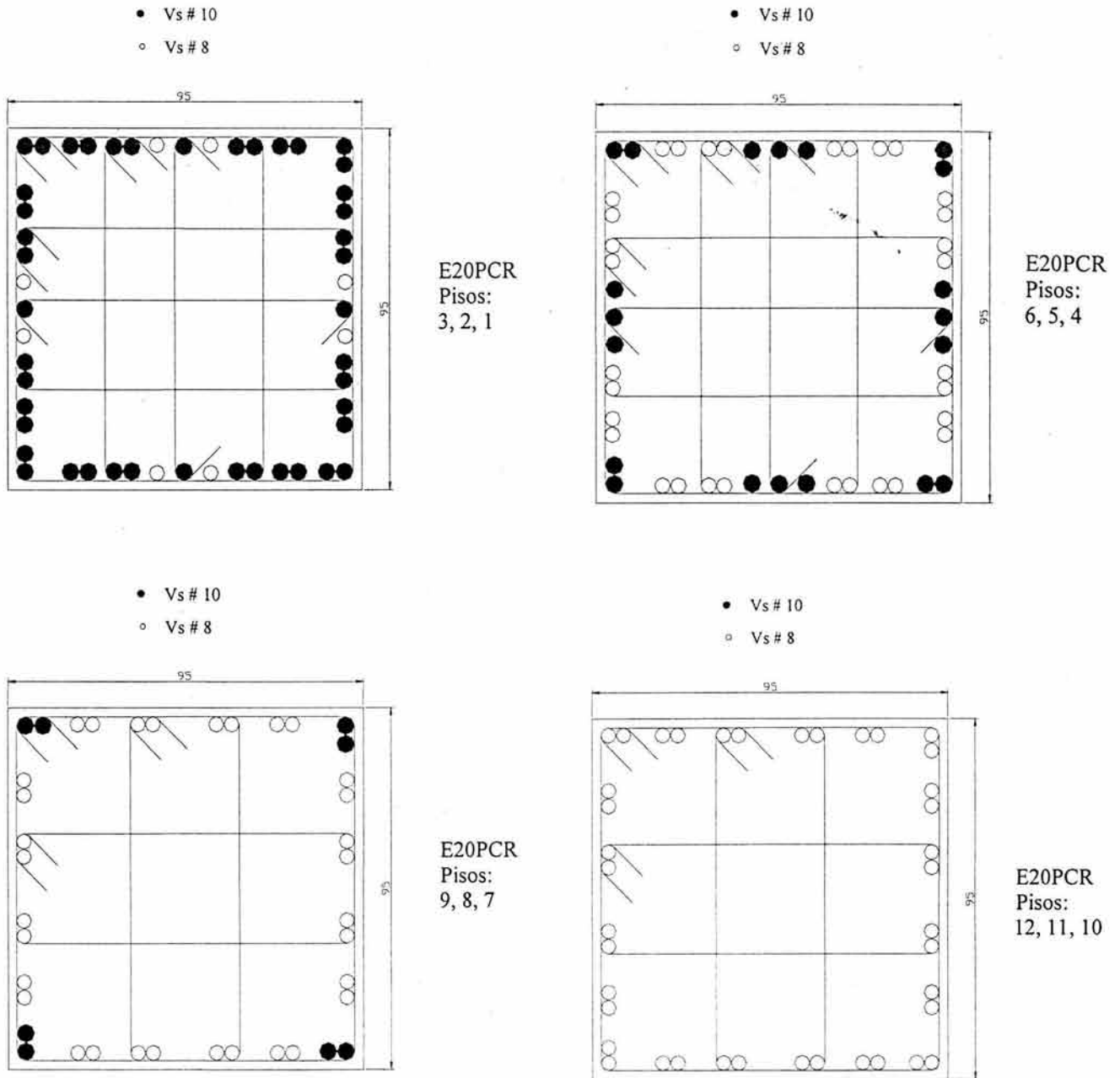


Figura 2.31 Detallado de columnas en edificio de 20 niveles, marcos interiores.

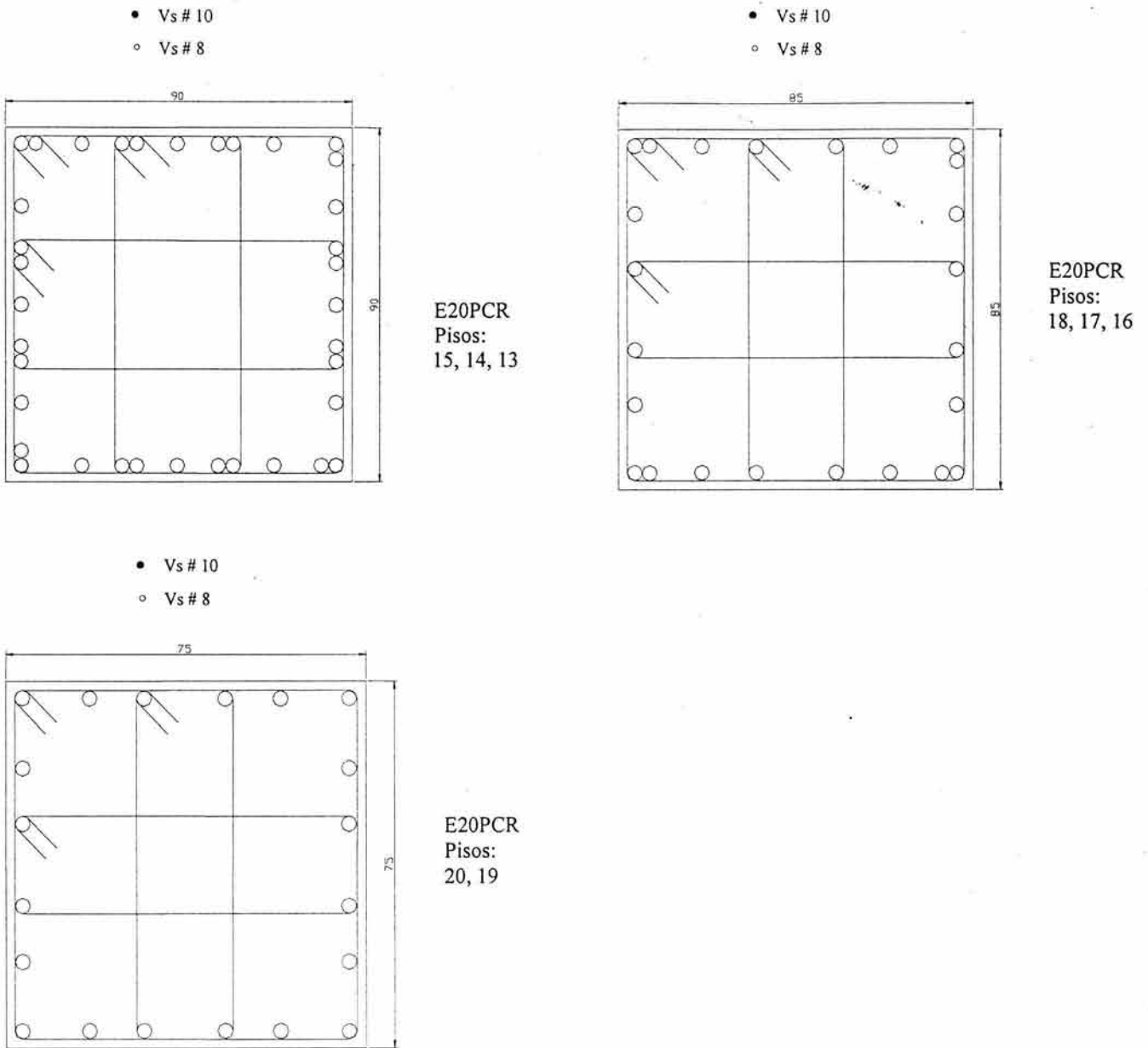


Figura 2.31 Detallado de columnas en edificio de 20 niveles, marcos interiores (continuación).

La evidencia experimental y de campo con la que se dispone actualmente sugiere fuertemente que las características mecánicas de una estructura se deterioran, en algunas ocasiones considerablemente, cada vez que se introduce a esta de manera importante dentro de su intervalo de comportamiento plástico. Como consecuencia de esto, una estructura sismorresistente puede llegar a fallar a niveles de deformación sustancialmente menores a su capacidad última de deformación. Este fenómeno, denotado como fatiga de bajo número de ciclos, puede llegar a ser importante durante sismos de larga duración, durante los cuales las estructuras pueden estar sujetas a varias reversiones importantes de deformación plástica. Las características mecánicas de las estructuras exhiben un deterioro importante cuando no se controla el número y magnitud de los ciclos de comportamiento plástico, de tal manera que su desempeño sísmico puede llegar a alejarse decisivamente de aquel esperado para una estructura de ocupación estándar.

Este capítulo discute el efecto de las demandas acumuladas de comportamiento plástico en el desempeño sísmico de las estructuras sismorresistentes, y la importancia de considerarlas durante el proceso de diseño sísmico. Para ello, se plantea un marco de referencia numérico a partir del cual se discuten algunas opciones para considerar explícitamente las demandas plásticas acumuladas durante el diseño sísmico. Dentro de este contexto, se enfatiza la necesidad de plantear una metodología numérica sencilla, y los beneficios que en este sentido se obtienen al estimar el nivel de daño estructural producto de las demandas plásticas acumuladas a través de la energía plástica.

Resultados obtenidos en sistemas de un grado de libertad sugieren que el uso del índice de Park y Ang, que considera las demandas plásticas acumuladas a través de la energía plástica, tiende a subestimar el nivel de daño estructural en estructuras desplantadas en suelo blando. Dada la importancia de establecer un planteamiento sencillo y confiable para estimar el efecto de las demandas acumuladas de deformación plástica durante la revisión del diseño preliminar de una estructura, se redondea este capítulo con un estudio del uso del índice de Park y Ang para estimar el daño local en las estructuras. En particular, se trata de definir si durante la etapa de *revisión del diseño* puede utilizarse el índice de Park y Ang de una manera confiable.

3.1 ANTECEDENTES

La fatiga de bajo número de ciclos puede ilustrarse con un experimento simple: si se dobla un clip varias veces en uno y otro sentido, de manera que se sobrepase el esfuerzo de fluencia, podrá observarse que el número de ciclos que pueden aplicarse antes de que el clip se rompa disminuye de manera importante conforme crece su amplitud (Terán-Gilmore, 2002).

En general, existe un consenso en la comunidad internacional de ingeniería estructural respecto a que la fatiga de bajo número de ciclos constituye un problema en estructuras expuestas a sismos de larga duración o que muestren una degradación excesiva de su ciclo histerético (Park

y Ang 1985, Cosenza et al. 1990 y 1996, Bertero et al. 1991 y 1996, Fajfar et al. 1992, Bertero y Bertero 1992 y 2000, Krawinkler y Nassar 1992). Aunque varios investigadores han hecho propuestas concretas de metodologías de diseño numérico que contemplen este efecto, puede decirse que no existe una visión común en cuanto a cómo y bajo qué circunstancias diseñar contra este efecto.

Actualmente varios investigadores e ingenieros prácticos promueven la actualización del diseño sísmico por medio de metodologías de diseño basadas en el control de las demandas máximas de deformación; en particular, de las demandas máximas de desplazamiento lateral. Esto puede ilustrarse a partir de las recomendaciones generales que se derivaron del *Simposio Internacional de Metodologías de Diseño para la siguiente Generación de Códigos* (Fajfar y Krawinkler 1997), en particular de la siguiente: “*Parece ser que el enfoque mejor adaptado para alcanzar los objetivos de un diseño sísmico por desempeño es un diseño de control de deformaciones*”.

Por otro lado, la insistencia de algunos investigadores (por ejemplo, véase Bertero et al. 1996, Cosenza et al. 1996, Bertero y Bertero 2000) en la importancia de considerar las demandas acumuladas de deformación plástica llevaron al grupo de trabajo involucrado en el *Simposio Internacional de Metodologías de Diseño para la siguiente Generación de Códigos* a aclarar: “*Deberá considerarse el daño acumulado (energía disipada) en el diseño sísmico de: estructuras con elementos que presentan deterioro rápido; sismos de larga duración. Deberá incluirse implícitamente la energía (o cualquier otra caracterización de los efectos de la duración) en la determinación de deformaciones objetivo que tomen en cuenta los efectos de la acumulación de daño en la capacidad de deformación última.*”

En particular nuestro país posee un gran número de estructuras desplantadas en el suelo blando de la Ciudad de México, que por estar expuestas a excitaciones sísmicas de larga duración, están propensas a un mal desempeño sísmico debido a la fatiga de bajo número de ciclos. Por tanto, resulta de interés incorporar en nuestra normatividad sismorresistente conceptos y herramientas que ayuden al ingeniero práctico a identificar bajo que circunstancias este fenómeno es un problema, y como tratarlo durante el proceso de diseño sísmico para dar lugar a diseños confiables (Terán-Gilmore et al. 2003).

3.2 LA ENERGÍA PLÁSTICA COMO UN PARÁMETRO DE DISEÑO.

Antes de discutir el posible uso de la energía plástica en el diseño sísmico, resulta conveniente plantear su significado físico. Considere un sistema con comportamiento elastoplástico perfecto, como el mostrado en la Figura 3.1, que incursiona una vez en su intervalo de comportamiento plástico. La energía plástica disipada durante esta incursión ($E_{H\mu}$), que es igual al área sombreada en la figura, puede estimarse como: el desplazamiento cíclico (δ_i) menos el desplazamiento de fluencia del sistema (δ_y), multiplicado por la fuerza de fluencia del sistema (F_y)

$$E_{H\mu} = (\delta_i - \delta_y)F_y \quad (3.1)$$

Si se define la ductilidad cíclica (μ_i) como el desplazamiento máximo durante la incursión plástica, normalizado por el desplazamiento de fluencia, entonces $\mu_i = \delta_i/\delta_y$, como se ilustra en la

Figura 3.1. Considerando lo anterior, $E_{H\mu}$ puede expresarse en términos de la ductilidad cíclica como:

$$E_{H\mu} = (\mu_i - 1)\delta_y F_y \quad (3.2)$$

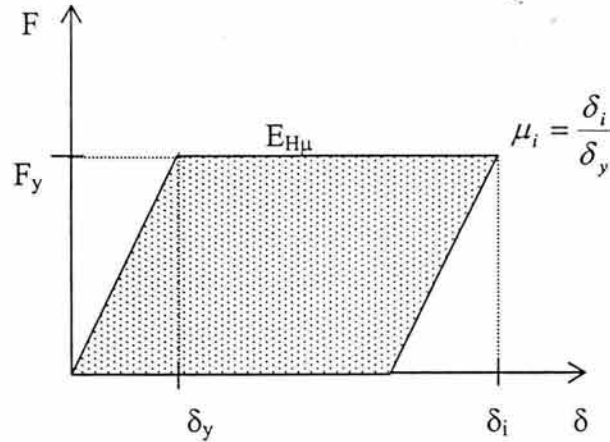
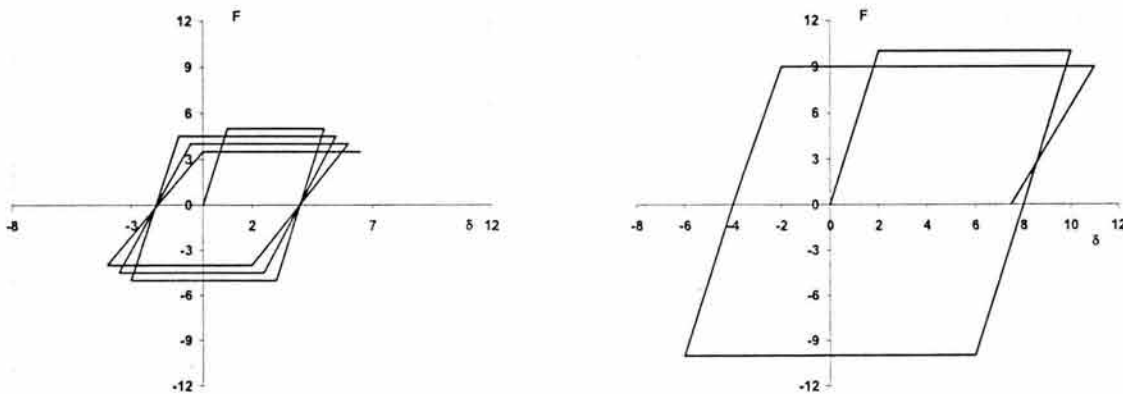


Figura 3.1 Energía plástica en un ciclo de deformación en un sistema elastoplástico perfecto.

El total de la energía plástica disipada durante una excitación sísmica, denotada aquí como $E_{H\mu}$, proporciona una idea del número promedio y magnitud promedio de las incursiones plásticas durante dicha excitación (en otras palabras, de las demandas plásticas acumuladas). Aunque la $E_{H\mu}$ por sí misma no proporciona directamente información acerca de la distribución de la magnitud de estas incursiones ni de su secuencia en el tiempo, estudios recientes sugieren que $E_{H\mu}$ puede utilizarse para estimar el daño que se acumula en la estructura como consecuencia del fenómeno de fatiga de bajo número de ciclos (Terán-Gilmore 1996, Chai et al. 1992, Avila 2002).



a) Sistema de menor resistencia.

b) Sistema de mayor resistencia.

Figura 3.2 Demanda de energía plástica en sistemas de diferente resistencia.

El uso directo del valor de la $E_{H\mu}$ puede no aportar información suficiente acerca de la importancia que las demandas acumuladas de deformación plástica tienen en el desempeño sísmico de la estructura. Para ilustrar esto, considere la posibilidad de que la demanda de $E_{H\mu}$ en

un sistema con una resistencia muy elevada y que incursiona una sola vez en el intervalo de comportamiento plástico (Figura 3.2b), resulte mayor que la demanda de $E_{H\mu}$ para un sistema con baja resistencia y que incursiona varias veces en el intervalo de comportamiento plástico (Figura 3.2a). Desde el punto de vista de daño acumulado, el elemento con menor resistencia sufrirá un nivel mayor de daño, no obstante que su demanda de $E_{H\mu}$ es menor. Por tanto, es necesario tomar en cuenta simultáneamente los valores de $E_{H\mu}$, y de la resistencia y rigidez del sistema. Dentro de este contexto, resulta conveniente introducir el concepto de energía plástica normalizada ($NE_{H\mu}$) definida como la relación entre $E_{H\mu}$ y el producto de la resistencia (F_y) y desplazamiento de fluencia (δ_y) del sistema.

$$NE_{H\mu} = \frac{E_{H\mu}}{\delta_y F_y} \quad (3.3)$$

Combinando las Ecuaciones 3.2 y 3.3, puede concluirse que la energía plástica normalizada correspondiente a una incursión de comportamiento plástico puede expresarse como:

$$NE_{H\mu} = \mu_i - 1 \quad (3.4)$$

Para el caso ilustrado en la Figura 3.1, $NE_{H\mu}$ tiene un significado físico muy claro, ya que representa una medida de la demanda de ductilidad máxima en el sistema; en particular $NE_{H\mu}$ representa el desplazamiento que sufre la estructura en su intervalo plástico de comportamiento normalizado por δ_y . Para un sistema elastoplástico perfecto sujeto a deformaciones plásticas acumuladas en dos sentidos opuestos, $NE_{H\mu}$ representa la suma de los desplazamientos plásticos que sufre la estructura durante todos los ciclos de deformación plástica, normalizada por δ_y :

$$NE_{H\mu} = \sum_{i=1}^{N_{\text{ciclos}}} (\mu_i - 1) \quad (3.5)$$

donde N_{ciclos} es el número total de incursiones plásticas. Aunque para un sistema con comportamiento histerético degradante, $NE_{H\mu}$ pierde el significado físico que tiene para un sistema elastoplástico perfecto, el manejo juicioso de $NE_{H\mu}$ permite evaluar la importancia de las demandas acumuladas de deformación plástica en el desempeño estructural.

Antes de tratar el tema de manera formal, resulta conveniente discutir conceptualmente la importancia que tienen las demandas de deformación plástica, tanto máxima como acumulada, en el desempeño estructural de estructuras dúctiles desplazadas en la zona del lago del D.F. Para ello, considere los espectros de resistencia mostrados en la Figura 3.3a, que corresponden a diferentes demandas máximas de ductilidad (μ) para la componente este-oeste del movimiento registrado durante 1985 en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT EO). Esta excitación está caracterizada por un periodo dominante (T_g) de 2 seg y una banda angosta de frecuencias alrededor de este T_g . Las ordenadas del espectro de resistencia elástico ($\mu = 1$) exhiben una notoria variación con respecto al valor del periodo (T). En particular, las demandas de resistencia aumentan de manera considerable para estructuras con T cercano a T_g , lo que hace necesario tomar precauciones pertinentes si se decide diseñar una estructura para que permanezca elástica. Sin embargo, esta variación se reduce significativamente en los espectros inelásticos, de manera que para estructuras capaces de desarrollar comportamiento plástico caracterizado por $\mu \geq$

2, los espectros inelásticos sugieren que no hay nada de particular en las demandas de resistencia para T cercano a T_g . Esta noción se ve reforzada por los espectros inelásticos de desplazamiento mostrados en la Figura 3.3b, donde para $\mu \geq 2$ y T cercano a T_g , el desplazamiento muestra ligeras variaciones con respecto a los valores de T y μ .

A pesar de lo sugerido por los espectros de resistencia y desplazamiento, existe una gran diferencia en el comportamiento de estructuras con diferente T cuando se les sujeta a SCT EO, particularmente cuando este T se acerca al valor de T_g . A manera de ilustración, considere los espectros de energía plástica ($E_{H\mu}$) incluidos en la Figura 3.3c. Independientemente del valor de μ , hay un incremento importante en la energía disipada conforme T se aproxima a T_g . La Figura 3.3d, que muestra espectros de energía plástica normalizada, completa el panorama al mostrar que la acumulación de deformación plástica crece significativamente conforme el valor de T se aproxima al de T_g y conforme el valor de μ se incrementa. Si un diseñador tuviera acceso a espectros como los mostrados en las Figuras 3.3c y 3.3d, podría decidir, con el fin de evitar problemas de fatiga de bajo número de ciclos, no ubicar su estructura en un intervalo de T cercano a T_g , o incluso diseñarla para valores pequeños de μ ; decisiones que no podrían plantearse a partir del uso de los espectros inelásticos de resistencia y desplazamiento mostrados en las Figuras 3.3a y 3.3b, respectivamente.

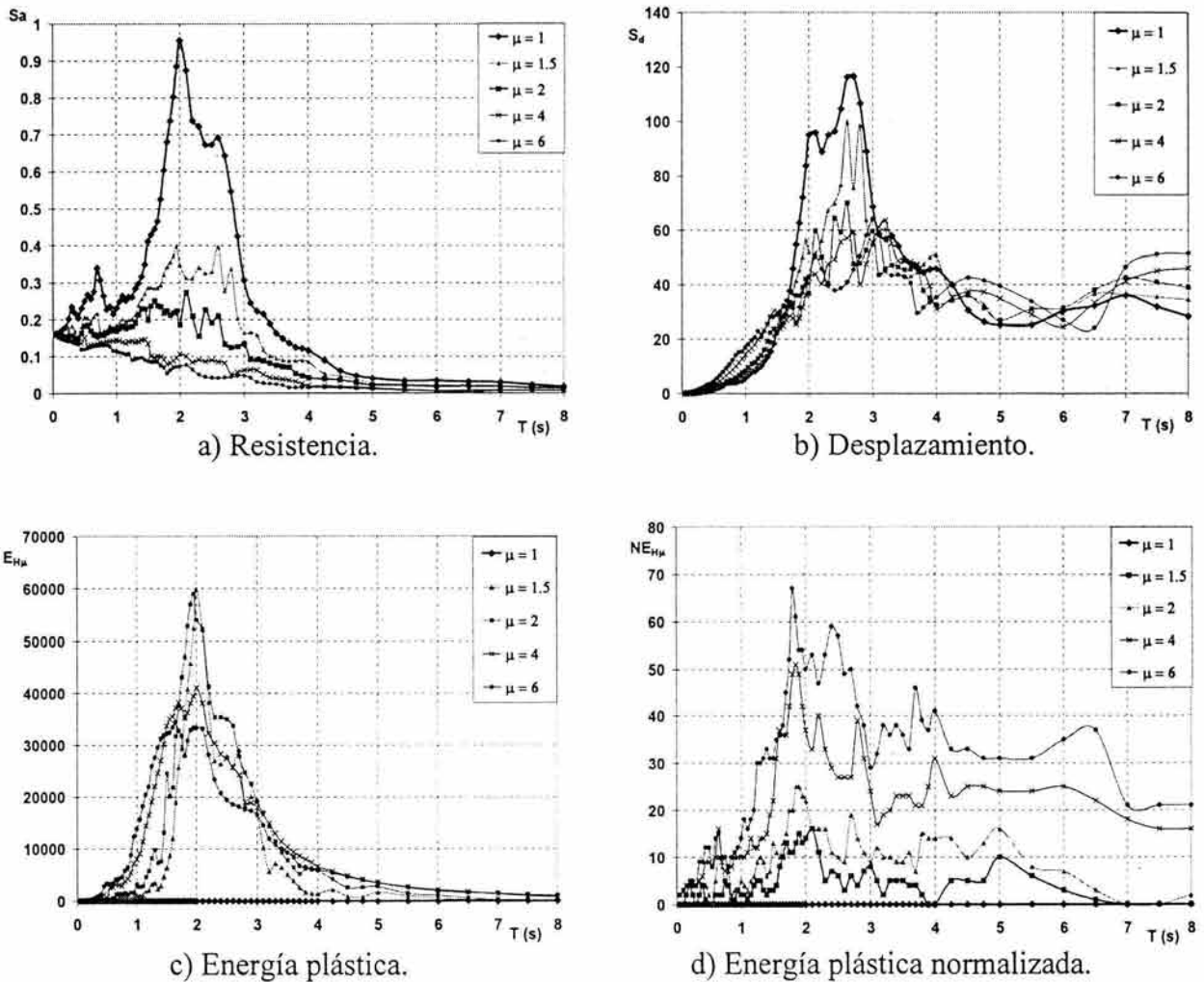


Figura 3.3 Espectros de respuesta para la componente EO de SCT

3.3 ÍNDICES DE DAÑO.

Dentro del contexto del diseño por desempeño, resulta necesario relacionar de manera confiable la respuesta de las estructuras sismorresistentes con su desempeño sísmico. Esto puede hacerse mediante el uso de índices de daño, que son expresiones analíticas que relacionan el valor de una o mas demandas sísmicas con el nivel de daño, tanto estructural como no estructural, que una estructura exhibe después de haber estado sujeta a dichas demandas. Un parámetro de respuesta comúnmente considerado en los índices de daño estructural es la energía plástica que la estructura disipa durante la excitación sísmica.

Recientemente se han planteado varias metodologías numéricas de diseño sismo-resistente que se basan en el uso de índices de daño para plantear el control de daño estructural en las estructuras sismorresistentes (Fajfar 1992, Bertero y Bertero 1992, Cosenza y Manfredi 1996, Arroyo y Terán 2002). De una u otra forma, la mayoría de estos índices de daño hacen consideración explícita de las demandas de deformación en la estructura (Williams y Sexsmith, 1995). Mientras que un porcentaje elevado de ellos considera únicamente la demanda máxima de deformación, otros toman en cuenta las demandas acumuladas de deformación plástica. Dentro del segundo grupo de índices, algunos consideran las demandas acumuladas a través de la energía plástica disipada durante la excitación sísmica. De hecho, tres de las cuatro metodologías referenciadas en la parte superior de este párrafo usan la energía plástica disipada como una medida de la severidad de las demandas acumuladas de deformación plástica.

Uno de los índices de daño más utilizados para evaluar el daño estructural en elementos de concreto reforzado es el propuesto por *Park y Ang* (1985), que plantea que el nivel de daño puede estimarse como la suma de aquel producido por la demanda máxima de deformación más aquel producto de las demandas acumuladas de deformación plástica (representadas por medio de la energía plástica):

$$DMI_{PA} = \frac{\delta_{max}}{\delta_u} + \beta \frac{\int dE_{H\mu}}{F_y \delta_u} \quad (3.6)$$

donde:

δ_{max} demanda máxima de deformación durante el sismo,

δ_u capacidad última de deformación,

$dE_{H\mu}$ diferencial de energía plástica, la integral $\int dE_{H\mu}$ evaluada para la duración total de la excitación sísmica es igual a $E_{H\mu}$,

β constante estructural que califica la estabilidad del ciclo histerético.

Park y Ang (1985) calibraron su índice de daño en edificios reales que sufrieron diferente nivel de daño cuando estuvieron sujetos a diferentes excitaciones sísmicas. A partir de esto concluyeron que un DMI_{PA} menor que 0.4 implica daño reparable; de 0.4 a 1.0, daño no reparable; y mayor que 1.0, falla del sistema. Estudios experimentales de modelos de concreto reforzado a escala natural sujetos a cargas cíclicas reversibles (Silva y López, 2001), y de campo en estructuras reales (Stephens and Yao 1987) confirman que el índice de Park y Ang ofrece estimaciones razonables en elementos y estructuras de concreto reforzado. Los resultados obtenidos por Cosenza et al. (1990) y Silva y López (2001) sugieren que el uso de DMI_{PA} con β

igual a 0.15 arroja estimaciones razonables de daño. Vale la pena destacar que el índice de Park y Ang contempla la normalización de $E_{H\mu}$.

A pesar de que el índice de Park y Ang no toma en cuenta la forma en que se disipa la energía plástica durante la excitación sísmica, es uno de los índices de daño más empleados, debido a su sencillez, para evaluar daño en elementos y estructuras de concreto reforzado. El índice de Park y Ang puede plantearse conforme a lo siguiente:

$$DMI_{PA} = \frac{\mu_{\delta max}}{\mu_{\delta u}} + \beta \frac{NE_{H\mu}}{\mu_{\delta u}} \quad (3.7)$$

donde:

$\mu_{\delta max}$ demanda máxima de ductilidad durante el sismo.

$\mu_{\delta u}$ ductilidad última.

La Ecuación 3.7 muestra que el nivel de daño acorde al índice de Park y Ang puede expresarse como una combinación lineal de las demandas máxima ($\mu_{\delta max}$) y acumulada ($NE_{H\mu}$) de deformación plástica en la estructura. Vale la pena destacar que estos son parámetros con un significado físico concreto, y que pudieran manejarse de una manera transparente (y entendible) dentro del contexto de una metodología de diseño por desempeño.

Con un enfoque diferente, derivado directamente del concepto de fatiga de bajo número de ciclos, se ha planteado la hipótesis de Miner. La hipótesis de Miner puede plantearse como un índice de daño, DMI_{MH} , conforme lo siguiente:

$$DMI_{MH} = \sum_{i=1}^{N_{ciclos}} \frac{n_i}{N_i} \quad (3.8)$$

donde:

N_i representa el número de incursiones plásticas con demanda de ductilidad μ_i , que la estructura puede soportar antes de fallar por fatiga de bajo número de ciclos.

n_i número de ciclos de magnitud μ_i inducidos en la estructura durante la excitación sísmica.

En su formulación tradicional, DMI_{MH} igual o mayor que 1 implica la falla del elemento o sistema estructural. Aunque la hipótesis de Miner no toma en cuenta la secuencia en que ocurren los ciclos de deformación plástica en la estructura, de alguna manera toma en cuenta cómo se disipada la energía plástica. En particular DMI_{MH} considera, a través de los valores de N_i , que conforme μ_i se incrementa, el número de ciclos que la estructura es capaz de soportar se reduce de manera importante. Los resultados obtenidos por varios investigadores sugieren que ignorar la secuencia de los ciclos por lo general no tiene un impacto significativo en el nivel de daño estimado a partir de la Ecuación 3.8 (Krawinkler y Zohrei 1983, Iemura 1980).

La hipótesis de Miner considera que el daño inducido en la estructura en cada incursión plástica es independiente al daño producido en cualquier otra incursión; de manera que debe establecerse una convención clara para definir cada uno de estas incursiones. Como se discutirá más adelante, esto implica establecer métodos, como el de la gota de lluvia, para delimitar las incursiones plásticas.

Hasta ahora se han discutido dos índices de daño que, aunque consideran las demandas acumuladas de deformación plástica, se basan en enfoques significativamente diferentes. Por un lado, DMI_{PA} tiene como ventaja su sencillez, lo que hace posible su uso en aplicaciones prácticas (Fajfar 1992, Bertero y Bertero, 1992, Arroyo y Teran 2002). Sin embargo, el uso de este índice puede llegar a ser cuestionable, ya que ignora la manera en que se disipa la energía plástica en la estructura (esto es, la secuencia y magnitud de los ciclos de deformación plástica).

Por el otro lado, DMI_{MH} tiene la ventaja de considerar el número y la magnitud de los ciclos de deformación plástica, lo que hace posible una mejor estimación del nivel de daño en elementos o estructuras sujetas a secuencias “extremas” de acumulación de deformaciones plásticas. Como secuencia “extrema” se entiende una secuencia donde la gran mayoría o la totalidad de la energía plástica se disipa en ciclos de μ_i muy pequeña o muy grande. El uso de DMI_{MH} tiene como problema la necesidad de conocer el número y secuencia de ciclos de deformación plástica, lo que dificulta enormemente su aplicación en un contexto práctico. Sin embargo, existen propuestas para aplicaciones prácticas basadas en el uso de este índice (Cosenza y Manfredi 1996).

3.4 CURVAS DE CAPACIDAD.

Hasta este momento se ha hablado de la importancia de considerar las demandas acumuladas de energía durante el diseño sísmico de las estructuras. En particular, este aspecto es muy importante en edificios construidos en la Ciudad de México, ya que como se discutirá en detalle en el Capítulo 5 de esta tesis, el no considerar estas demandas durante el diseño sísmico puede llevar a un desempeño estructural inadecuado en estructuras construidas en la zona del lago.

Pensando en una aplicación práctica, pueden verse ventajas y desventajas en cuanto al uso de DMI_{PA} y DMI_{MH} . Dentro de este contexto, surge la inquietud acerca de cuando son importantes el número y magnitud de los ciclos de comportamiento plástico en el desempeño sísmico de las estructuras. A partir de esta inquietud se hace el planteamiento resumido en la Figura 3.4. Suponga el caso en que n_i y N_i puedan relacionarse, para toda μ_i , mediante la misma constante de proporcionalidad:

$$n_i = \alpha N_i \tag{3.9}$$

donde α representa la constante de proporcionalidad. Sustituyendo la Ecuación 3.9 en la 3.8, se tiene que:

$$DMI_{MH} = \sum_{i=1}^{N_{ciclos}} \frac{n_i}{N_i} = \sum_{i=1}^{N_{ciclos}} \frac{\alpha N_i}{N_i} \tag{3.10}$$

Note que en el lado derecho de la Ecuación 3.10, el valor de N_i se cancela para cada uno de los términos de la sumatoria, de tal manera que bajo el caso planteado por la Ecuación 3.9, no es necesario conocer con precisión la forma en que se ha disipado la energía plástica. Bajo estas circunstancias, sería posible plantear una metodología numérica de diseño por desempeño, que considere exclusivamente la demanda de energía plástica en la estructura sismorresistente. En

otras palabras, podría considerarse el uso del índice de Park y Ang (o uno similar) para plantear, durante el diseño sísmico, el control del daño estructural en las estructuras sismorresistentes.

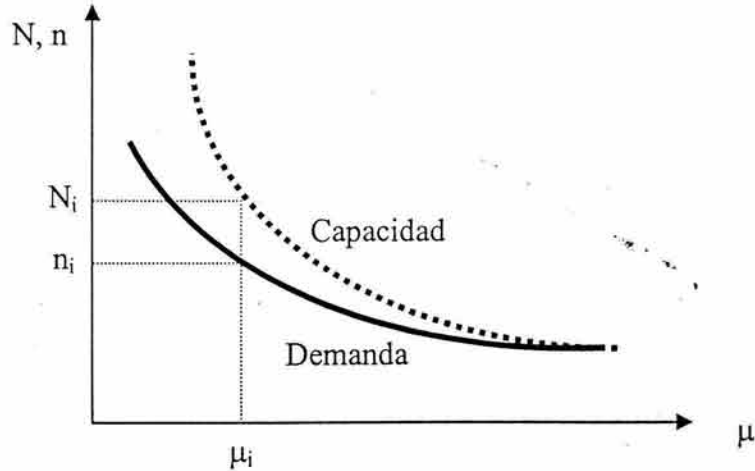


Figura 3.4 Relación proporcional de demanda y capacidad de disipación de energía.

Dentro de los esfuerzos invertidos para caracterizar el valor de N_i en función de la amplitud de las incursiones plásticas está el de Chen y Gong (1986). Acorde al criterio que establecieron, las demandas máximas en (μ) y acumuladas en (M) de deformación plástica se relacionan de acuerdo a:

$$(\mu - 0.676)(M - 0.676) = 1.403 \quad (3.11)$$

M esta definida como:

$$M_i = \frac{E_{H\mu_i}}{F_y \delta_y (\mu_{\delta u} - 1)} \quad (3.12)$$

donde:

M_i es el valor de M correspondiente a una ductilidad cíclica igual a μ_i .

$E_{H\mu_i}$ es la energía plástica total que la estructura puede disipar cuando se le lleva a la falla por medio de inducirle exclusivamente ciclos de magnitud μ_i .

Si se normaliza el valor de $E_{H\mu_i}$ por la energía plástica disipada durante un ciclo de magnitud μ_i , se obtiene el número total de ciclos de magnitud μ_i que la estructura puede tolerar antes de fallar. Si se considera que la energía plástica disipada para un ciclo de magnitud μ_i está dada por la Ecuación 3.2, entonces:

$$N_i = \frac{E_{H\mu_i}}{F_y \delta_y (\mu_i - 1)} \quad (3.13)$$

Despejando $E_{H\mu_i}$ de la Ecuación 3.12 y sustituyendo en la Ecuación 3.13 se tiene que:

$$N_i = \frac{(\mu_{\delta u} - 1)}{(\mu_i - 1)} M_i \quad (3.14)$$

Finalmente, sustituyendo la Ecuación 3.14 en la Ecuación 3.11:

$$N_i = \left(\frac{1.403}{\mu_i - 0.676} + 0.676 \right) \frac{\mu_{di} - 1}{\mu_i - 1} \quad (3.15)$$

Los valores de N_i planteados a partir del criterio de Chen y Gong se resumen en la Figura 3.5b, donde se muestra que el número de ciclos de comportamiento plástico que una estructura es capaz de acomodar antes de fallar crece considerablemente si la demanda de ductilidad asociada a estos ciclos se reduce. Una vez que se estiman las demandas de deformación plástica que una estructura debe acomodar durante una excitación sísmica, entonces es posible usar curvas como las mostradas en la Figura 3.5 para estimar su nivel de daño estructural. Dentro de un contexto de diseño por desempeño, estas curvas podrían utilizarse para definir la ductilidad máxima que puede desarrollar la estructura durante la excitación sísmica de diseño.

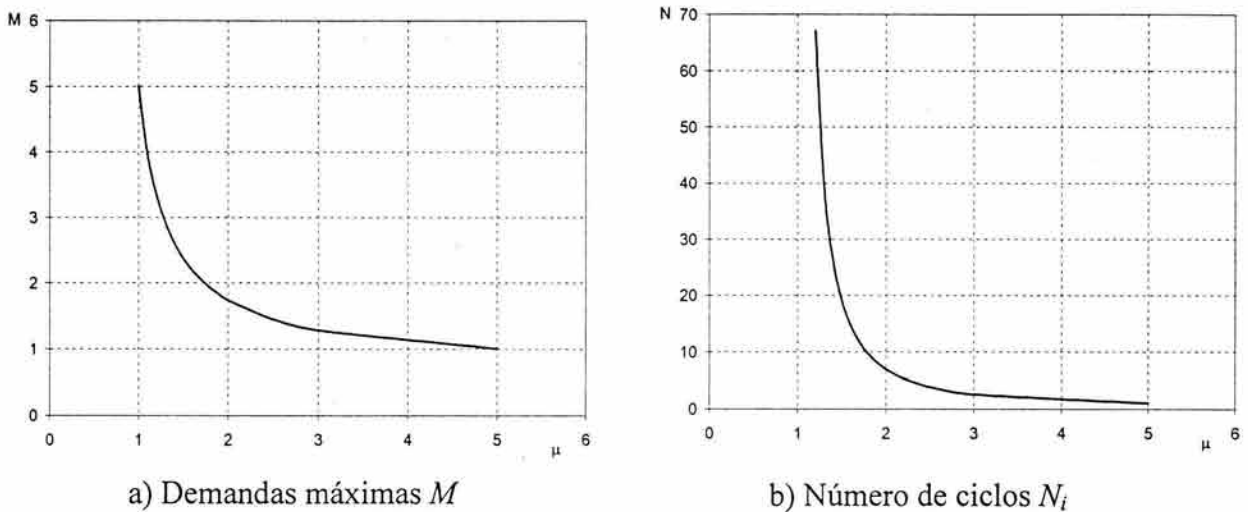


Figura 3.5 Criterio de Chen y Gong

3.5 DEFINICIÓN Y CONTEO DE INCURSIONES PLÁSTICAS

Existen varias sugerencias para delimitar y contabilizar las incursiones plásticas. Cabe destacar que la distribución de n_i que se obtiene para una misma historia de deformaciones plásticas varía según la convención utilizada. El método usado aquí para delimitar las incursiones plásticas se ilustra de manera cualitativa en las Figuras 3.6 y 3.7. Acorde a lo mostrado en la Figura 3.6, se entenderá por incursión plástica una secuencia de deformación que inicia a partir de una fuerza lateral de cero, que se incrementa con una pendiente constante hasta que se alcanza la fuerza de fluencia (F_y) correspondiente a la deformación de fluencia (δ_y). Una vez alcanzada la fluencia, la deformación continúa incrementándose en la zona plástica, caracterizada por una pendiente de cero, hasta alcanzar su amplitud máxima (δ_i). Después de esto, el sistema regresa, con la misma pendiente del inicio, hasta regresar al eje de las abscisas (hasta alcanzar una fuerza nula). Este punto de regreso es el punto de inicio que define la siguiente incursión plástica. En la Figura 3.6 se muestra una secuencia de tres incursiones plásticas.

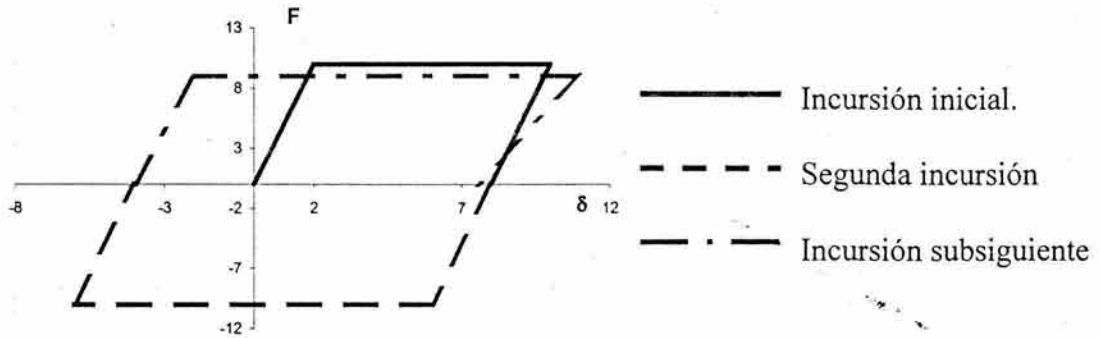
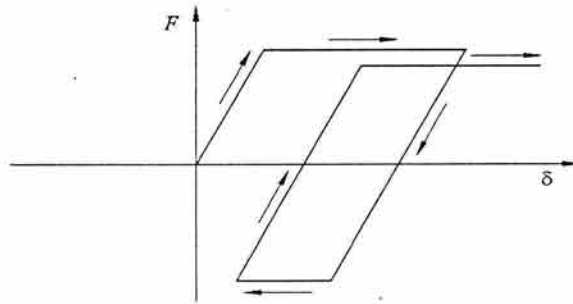
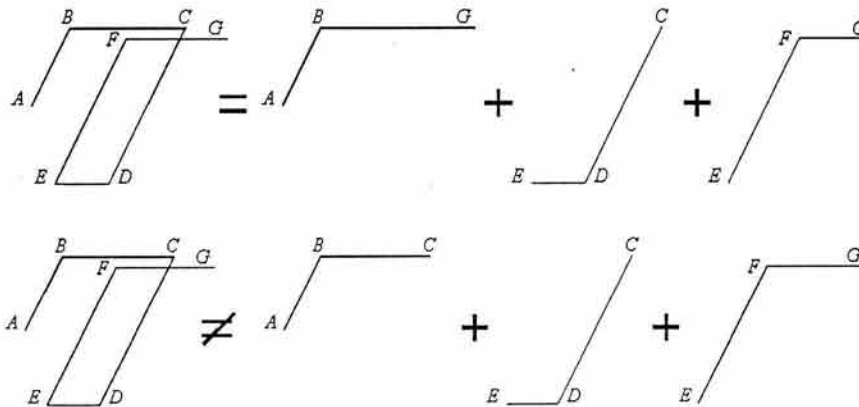


Figura 3.6 Delimitación de ciclos para un comportamiento elastoplástico perfecto

La Figura 3.7 ilustra esquemáticamente las bases del método de la gota de lluvia (rainflow) para delimitar los ciclos. Nassar y Krawinkler (1991) explican en detalle este método. Como se ilustra en la Figura 3.7a, se dan ciertos casos en los que dos o más ciclos de deformación plástica baja o moderada dan lugar a un ciclo de mayor amplitud. En estos casos se procede conforme a lo mostrado en la Figura 3.7b.



a) Secuencia real de ciclos



b) Contabilización de ciclos

Figura 3.7 Ilustración del método de la gota de lluvia (rainflow).

3.6 DISTRIBUCIÓN DE INCURSIONES PLÁSTICAS OBSERVADAS EN SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD

A continuación se resumen algunas de las tendencias observadas por Ávila (2002) en cuanto a la distribución de incursiones plásticas en sistemas de un grado de libertad (S1GL) sujetos a familias de sismos sintéticos característicos de suelo firme y suelo muy blando (como los que se encuentran en la zona del lago del D.F.).

Las Figuras 3.8 y 3.9 presentan gráficas correspondientes al número de incursiones plásticas demandadas durante una excitación sísmica en función de su amplitud (denotadas con anterioridad como n_i). Dichas distribuciones se obtuvieron a partir de una familia de acelerogramas sintéticos con contenido de frecuencia e intensidad muy similares a las exhibidas por el movimiento SCT-EO. A partir de los resultados resumidos en estas figuras, puede concluirse lo siguiente:

1. En general, puede notarse que el número de incursiones plásticas se incrementa de manera importante conforme se reduce su amplitud. Note que esta tendencia no se ve afectada por un cambio en el amortiguamiento de los S1GL.
2. La cantidad de ciclos que sufre un S1GL decrece de manera importante conforme su periodo fundamental (T) se aleja del periodo dominante de la excitación, que en este caso es igual a 2 seg. Esto es consistente con la dependencia que la demanda de energía plástica normalizada exhibe con respecto al periodo dominante de la excitación (T_g). En particular, $NE_{H\mu}$ se maximiza cuando el valor de T coincide con el de T_g , y decrecen de manera importante conforme T se aleja de T_g . Note que este efecto se da independientemente del valor del amortiguamiento del sistema (ξ).
3. Un incremento de $\mu_{\delta max}$ resulta en un incremento importante en el número de incursiones plásticas, particularmente conforme el valor de T se acerca al valor de T_g .
4. Para cualquier valor de T , un incremento en el amortiguamiento tiende a verse reflejado en una disminución del número de ciclos de amplitud pequeña con respecto al número de ciclos con amplitud grande.

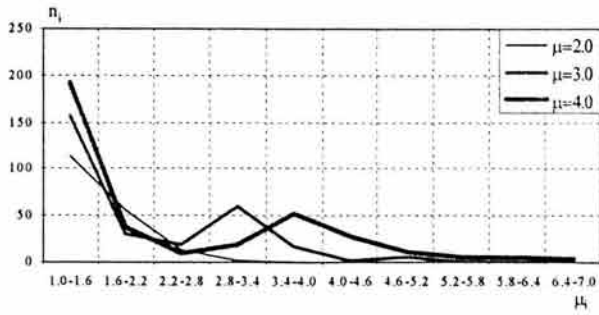
Las Figuras 3.10 y 3.11 presentan las curvas incluidas en las Figuras 3.8 y 3.9 normalizadas de tal manera que alcancen valores máximos de uno, tanto en el eje de las abscisas como en el de las ordenadas. Esta normalización se lleva a cabo para plantear una comparación cualitativa con la curva presentada en la Figura 3.5b. En particular, se busca establecer si las curvas de n_i son proporcionales a la curva de N_i . Note que las figuras también incluyen una versión normalizada de la curva de N_i . A partir de los resultados resumidos en las Figuras 3.10 y 3.11, puede concluirse lo siguiente:

- a) Se observa en lo general que las curvas normalizadas para suelo blando presentan una forma similar a la curva normalizada obtenida a partir del criterio de Chen y Gong.
- b) Las curvas normalizadas de demandas de incursiones plásticas exhiben una menor concavidad que la correspondiente al criterio de Chen y Gong. Esto implica que para

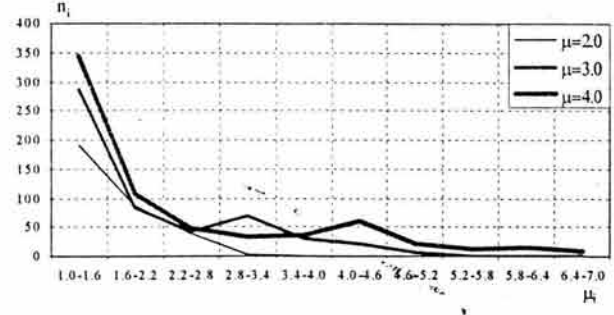
demandas de $NE_{H\mu}$ consistentes para ambos criterios, las curvas normalizadas de demanda contienen una cantidad mayor de $NE_{H\mu}$ en ciclos de mayor amplitud que lo que se obtiene a partir del criterio de Chen y Gong. En otras palabras, se observa una tendencia a que un porcentaje importante de la energía plástica se disipe en ciclos de amplitud grande (ciclos muy dañinos).

- c) Dado lo anterior, puede concluirse que, por lo general, despreciar el número y magnitud de las incursiones plásticas implica subestimar, en el caso de suelo blando, el daño estructural.
- d) En general, puede observarse que incrementos de T y ξ se ven reflejados en curvas de menor concavidad, lo que implica una disminución del número de incursiones de amplitud pequeña con respecto al número de incursiones de amplitud grande. En otras palabras, hay una tendencia a que los SIGL disipen mas energía plástica en incursiones mas grandes (mas dañinas) conforme T y ξ se incrementan. Esto implica que la subestimación del daño se acentúa para sistemas con T y/o ξ grande.
- e) En el caso de suelo blando, la tendencia a que la energía plástica se disipe en ciclos de mayor amplitud conforme T crece tiene un impacto importante en la estimación del daño estructural. En particular, en la zona de amplificación de la respuesta dinámica, correspondiente a un intervalo de T cercano a T_g , se presentan demandas de energía plástica normalizada de consideración. Dado que el T_g de excitaciones generadas en suelo blando es grande (2 seg para SCT-EO), la zona de grandes demandas de energía coincide con la zona en que los sistemas tienden a disipar su energía en incursiones grandes. Bajo este contexto, es de importancia evaluar el posible uso de índices como el de Park y Ang para estimar el daño en estructuras sujetas a excitaciones generadas en la zona del lago del D.F.

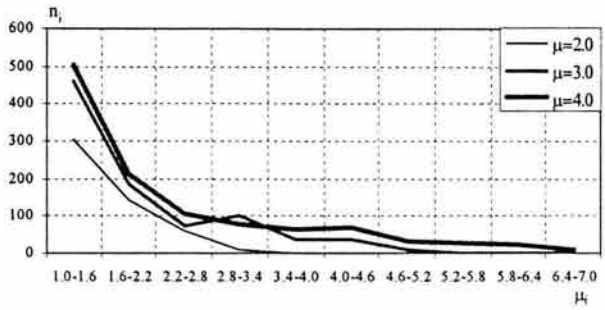
Aunque no se muestran figuras al respecto, Ávila (2002) obtuvo figuras similares a las Figuras 3.8 a 3.11 para suelo firme. En general, las curvas de incursiones plásticas normalizadas exhiben una concavidad similar a la observada en la curva obtenida a partir del criterio de Chen y Gong. Aunque también se observa un alargamiento en la amplitud de las incursiones plásticas con un incremento de T , el impacto de esto es mucho menor que en suelos blandos, ya que las demandas de energía en suelos firmes decrecen de manera importante con un incremento en T .



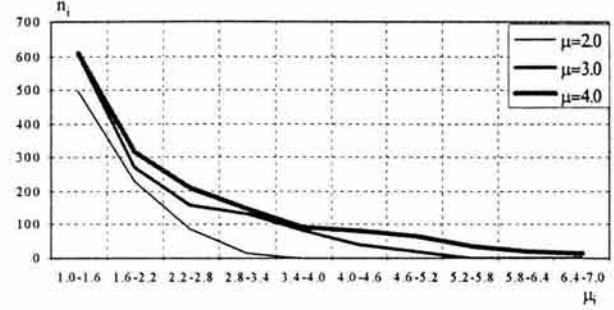
a) T=0.4seg



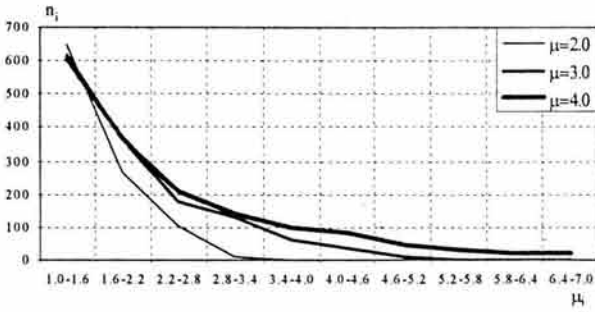
b) T=0.8seg



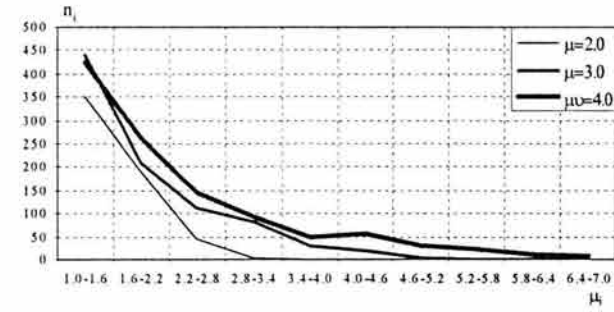
c) T=1.2seg



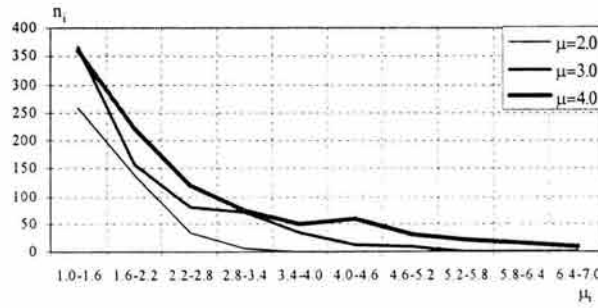
d) T=1.6seg



e) T=2.0seg

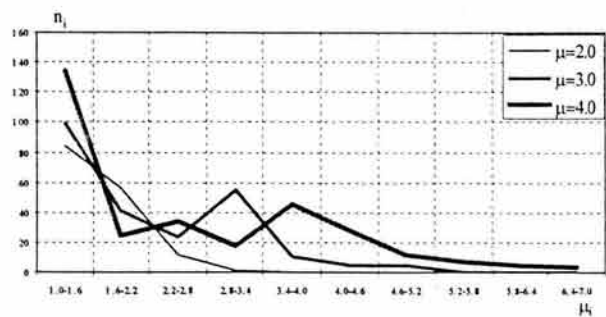


f) T=3.0seg

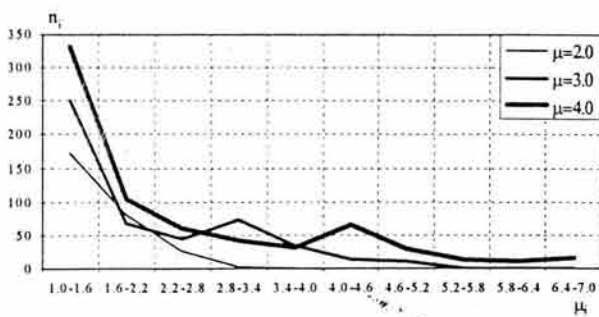


g) T=4.0seg

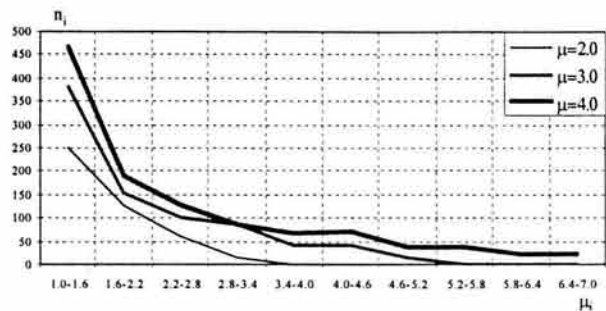
Figura 3.8 Distribución de ciclos para acelerogramas correspondientes a suelo blando y $\xi=0.05$



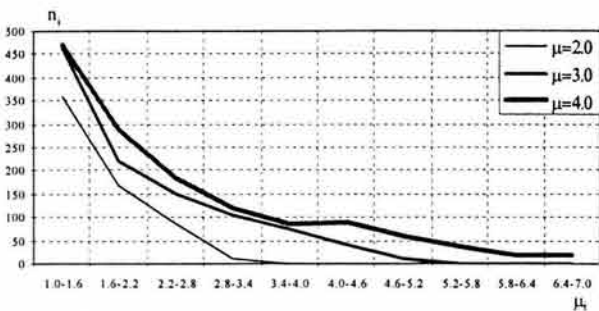
a) $T=0.4\text{seg}$



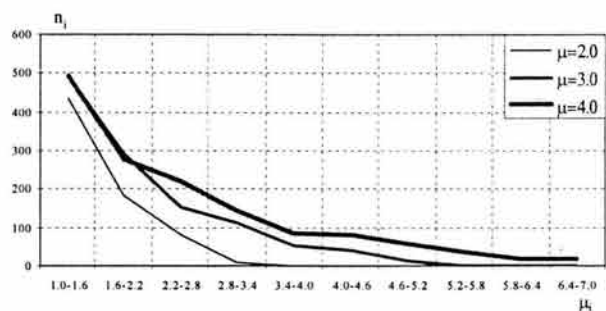
b) $T=0.8\text{seg}$



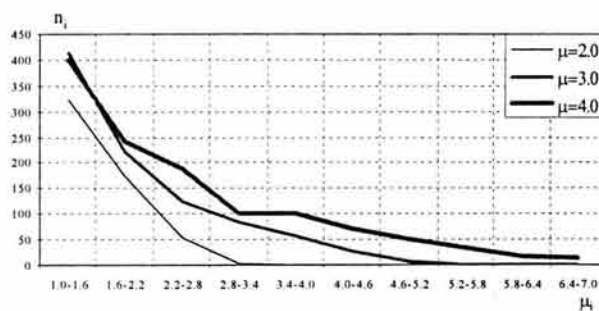
c) $T=1.2\text{seg}$



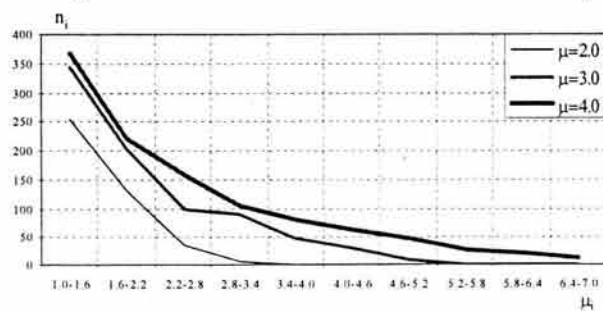
d) $T=1.6\text{seg}$



e) $T=2.0\text{seg}$



f) $T=3.0\text{seg}$



g) $T=4.0\text{seg}$

Figura 3.9 Distribución de ciclos para acelerogramas correspondientes a suelo blando y $\xi=0.2$

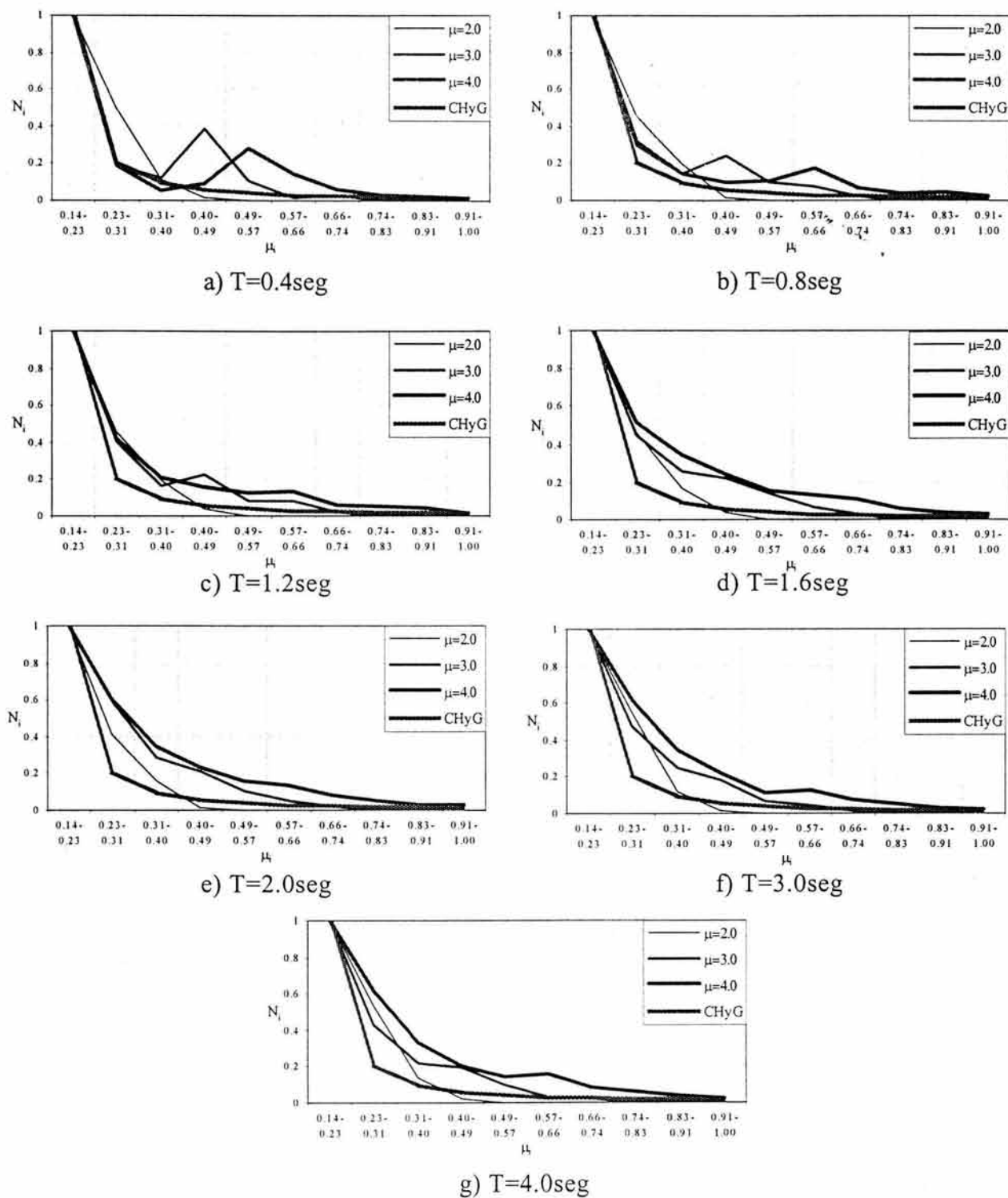


Figura 3.10 Distribución normalizada de ciclos para suelo blando y $\xi=0.05$

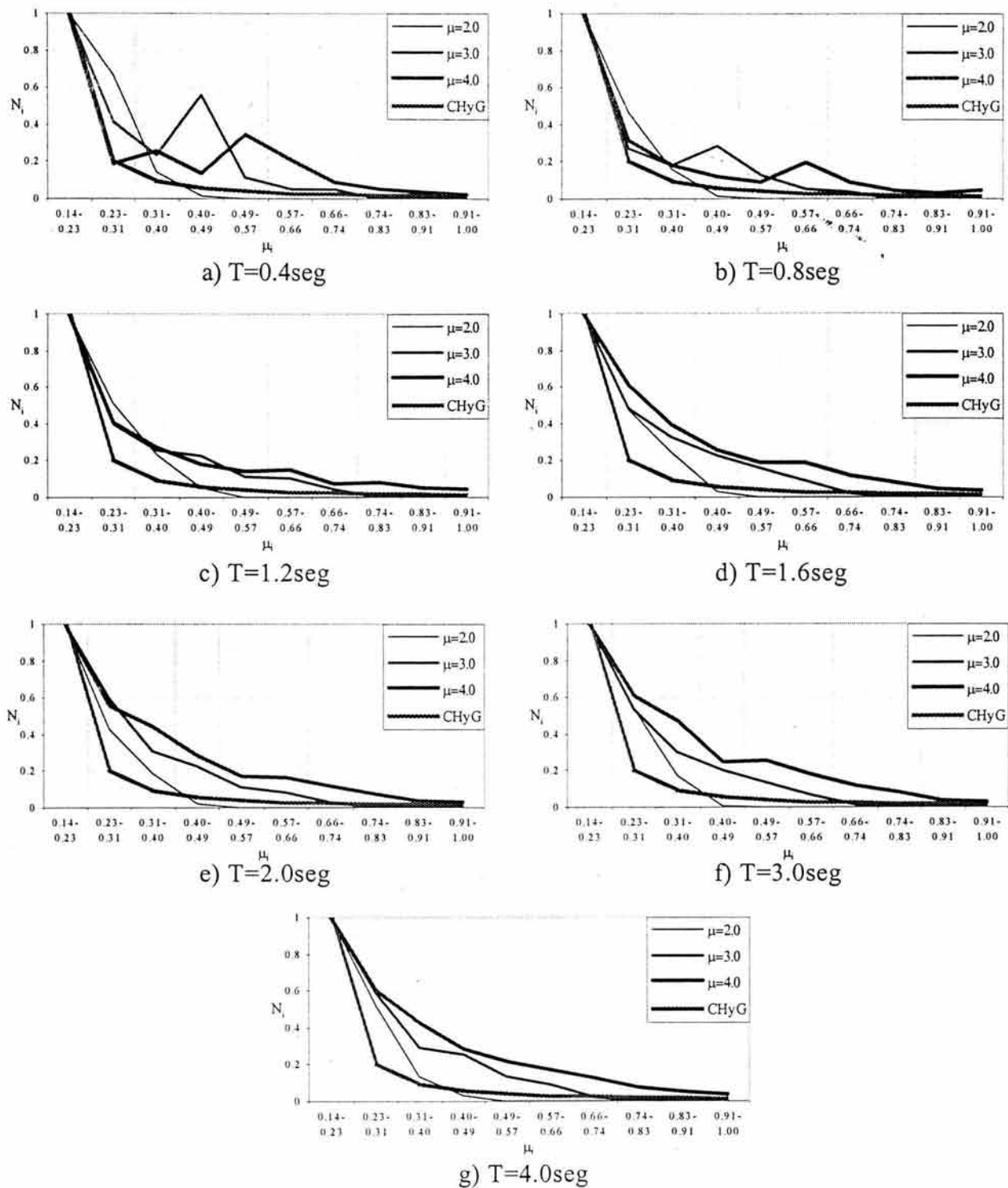


Figura 3.11 Distribución normalizada de ciclos para suelo blando y $\xi=0.2$

Terán, Ávila y Rangel (2002) estudiaron dentro de un contexto práctico, la posible subestimación del daño estructural, que se da a partir del uso del índice de Park y Ang con respecto al índice de Miner. Para ello, establecieron espectros de daño constante, correspondientes a colapso incipiente, para suelo firme y blando. Primero obtuvieron estos espectros a partir del índice de Park y Ang, para después establecerlos con la hipótesis de Miner complementada con el criterio de Chen y Gong y el método de la gota de lluvia. A partir de la comparación de estos dos juegos de espectros, concluyen que la forma en que se disipa la energía no tiene un impacto en el diseño de estructuras desplantadas en suelo firme, por lo que el índice de Park y Ang puede utilizarse para establecer metodologías de diseño por desempeño que contemplen el efecto de la fatiga de bajo número de ciclos. En el caso de suelo blando, sus observaciones fueron consistentes con lo planteado en esta sección, el índice de Park y Ang tiende a subestimar el nivel de daño estructural en estructuras desplantadas en suelo blando y con periodo cercano al periodo predominante del terreno, lo que tiene como consecuencia una subestimación de la resistencia lateral requerida para controlar los efectos de la fatiga de bajo número de ciclos. Terán, Ávila y Rangel (2003) sugieren que para hacer posible el uso del índice de Park y Ang en suelo blando, las resistencias de diseño obtenidas a partir de él deben incrementarse en un 15%, particularmente en estructuras cuyo periodo coincida con el periodo dominante del terreno.

3.7 DISTRIBUCIÓN DE INCURSIONES PLÁSTICAS OBSERVADAS EN SISTEMAS DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD

Para estimar las características mecánicas globales y la respuesta sísmica de los edificios considerados en esta tesis, se realizaron análisis no lineales tipo PUHSOVER (método del empujón) y paso a paso con el programa DRAIN-2DX (Prakash et al. 1993). Para el análisis tipo pushover, la distribución de fuerzas laterales en altura en cada edificio fue proporcional a la obtenida a partir de su análisis dinámico espectral. Los análisis paso a paso se hicieron considerando una familia de acelerogramas obtenida de la Base Mexicana de Sismos Fuertes (2000). Estos movimientos, resumidos junto con sus características en la Tabla 3.1, se registraron desde 1985 en la zona de lago de la Ciudad de México.

El modelado de los edificios consideró el comportamiento no lineal de los elementos estructurales a nivel local. Por tanto, se estableció el diagrama momento-curvatura para cada uno de los elementos estructurales. Para este fin se consideraron expresiones analíticas para modelar el diagrama esfuerzo-deformación de los materiales estructurales: concreto confinado y sin confinar (modelo de Kent y Park), y aceros mexicanos. En cuanto al acero, se utilizaron las propiedades establecidas por Rodríguez y Botero (1997). A partir de una idealización bi-lineal del diagrama momento-curvatura, que incluyó la definición de la curvatura de fluencia y de la curvatura última, se definieron las características mecánicas de los elementos de concreto reforzado. La curvatura de fluencia correspondió a la curvatura en la cual fluye el acero a tensión, mientras que la curvatura última se definió como la menor asociada a los siguientes dos casos: fractura del acero longitudinal en flexión, el aplastamiento del concreto. Para estimar la capacidad rotacional de los elementos estructurales, se consideró una longitud de articulación plástica igual a la mitad del peralte de la viga. En el caso de las vigas, se tomó la aportación de la losa a su resistencia, rigidez y capacidad de deformación.

Tabla 3.1 Familia de sismos reales.

Sismo	FECHA	M	amax(cm/s ²)	Estación	COMP	T _g (s)
S01	19/09/85	8.1	160.0	SCT B1	EW	2.0
S02	19/09/85	8.1	93.0	SCT B1	NS	2.1
S03	19/09/85	8.1	117.0	TLAD	NS	2.1
S04	21/09/85	7.6	49.3	TLAD	NS	2.0
S05	21/09/85	7.6	51.5	TLAD	EW	1.9
S06	25/04/89	6.9	42.7	BL45	NS	2.3
S07	25/04/89	6.9	44.6	HJ72	NS	2.2
S08	25/04/89	6.9	49.5	LI33	EW	2.5
S09	25/04/89	6.9	32.5	TLO8	NS	2.0
S10	25/04/89	6.9	47.8	TLO8	EW	2.3
S11	14/09/95	7.3	40.9	AL	EW	2.0
S12	14/09/95	7.3	35.2	AL	NS	2.0
S13	14/09/95	7.3	34.7	BA	EW	2.2
S14	14/09/95	7.3	51.3	LI33	EW	2.1

Los apoyos de los edificios se modelaron como empotramientos perfectos. La mayor limitación en cuanto al modelado de los edificios fue considerar un comportamiento elastoplástico para los elementos estructurales, ya que se ignoraron algunos aspectos importantes del comportamiento del concreto reforzado (como el adelgazamiento del ciclo histerético). El amortiguamiento de las construcciones se definió a partir de una matriz de Raleigh para que los dos primeros modos tuvieran 5% del amortiguamiento crítico.

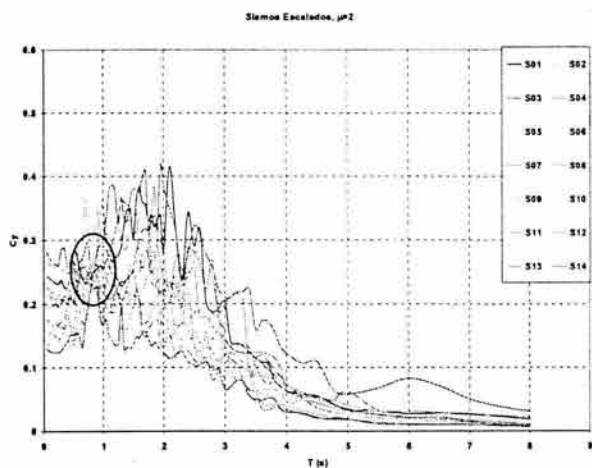
Los acelerogramas mostrados en la Tabla 3.1 se escalaron para obtener demandas de ductilidad global consistentes en los edificios. Se buscó inducir demandas de ductilidad global de 2, 4 y 6 en cada edificio para estudiar la aplicabilidad del índice de daño de Park y Ang tanto en estructuras dúctiles como poco dúctiles.

La Figura 3.12 muestra los espectros de aceleración obtenidos a partir de los acelerogramas escalados. Nótese que el criterio que se usó consistió en que, para un valor de ductilidad dado, todos los acelerogramas escalados dieran lugar a la misma pseudoaceleración para el periodo fundamental de vibración del edificio bajo consideración.

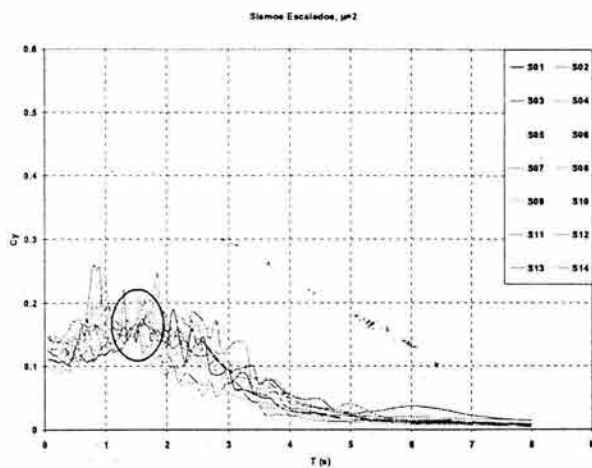
Resulta de interés comparar los periodos fundamentales de vibración utilizados durante el diseño de los edificios (reportados en el Capítulo 2) con los obtenidos aquí para dichos edificios a partir de los modelos de análisis no lineal. Como se mencionó antes, los modelos de análisis no lineal consideran el agrietamiento de los elementos estructurales y el efecto de la losa en la rigidez de las vigas de los edificios (en el Capítulo 4 se presenta una discusión detallada en cuanto al efecto de la losa en las características mecánicas de los edificios). En la Tabla 3.2, se resumen y comparan los periodos derivados a partir de ambos análisis. Las diferencias reportadas en la tabla sugieren que la rigidez de los edificios se ha sobrestimado en alrededor de 100% durante su diseño estructural.

Tabla 3.2 Comparación de los periodos fundamentales de vibración T (s).

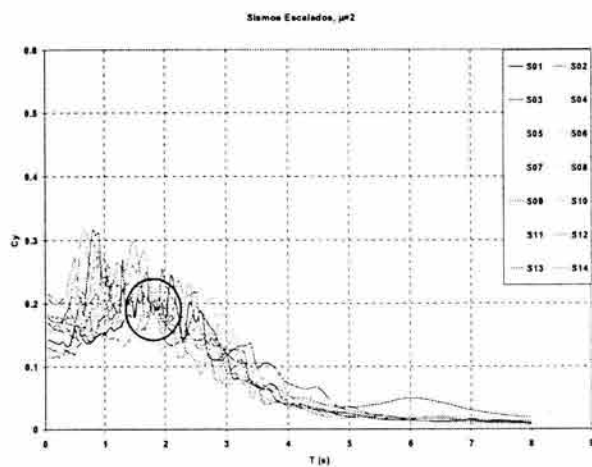
Edificio	ETABS	DRAIN con losa	% Diferencia
E4PCR	0.605	0.829	37
E12PCR	0.981	1.442	47
E20PCR	1.324	1.799	36



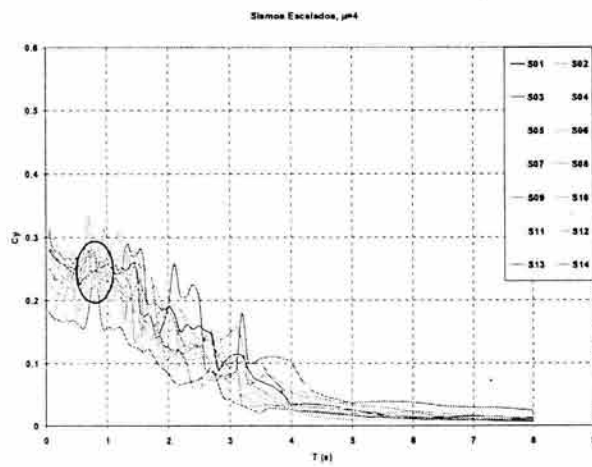
a) $\mu = 2$ y $T = 0.83$ s



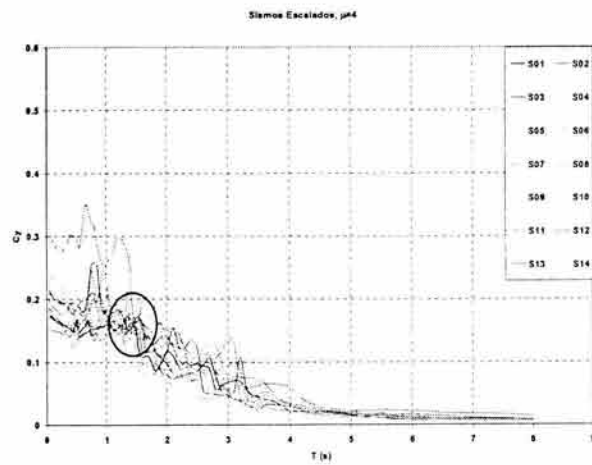
b) $\mu = 2$ y $T = 1.44$ s



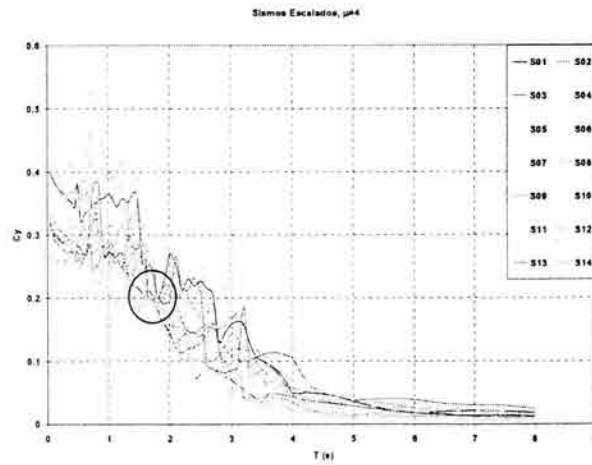
c) $\mu = 2$ y $T = 1.8$ s



d) $\mu = 4$ y $T = 0.83$ s



e) $\mu = 4$ y $T = 1.44$ s



f) $\mu = 4$ y $T = 1.8$ s

Figura 3.12 Sismos escalados.

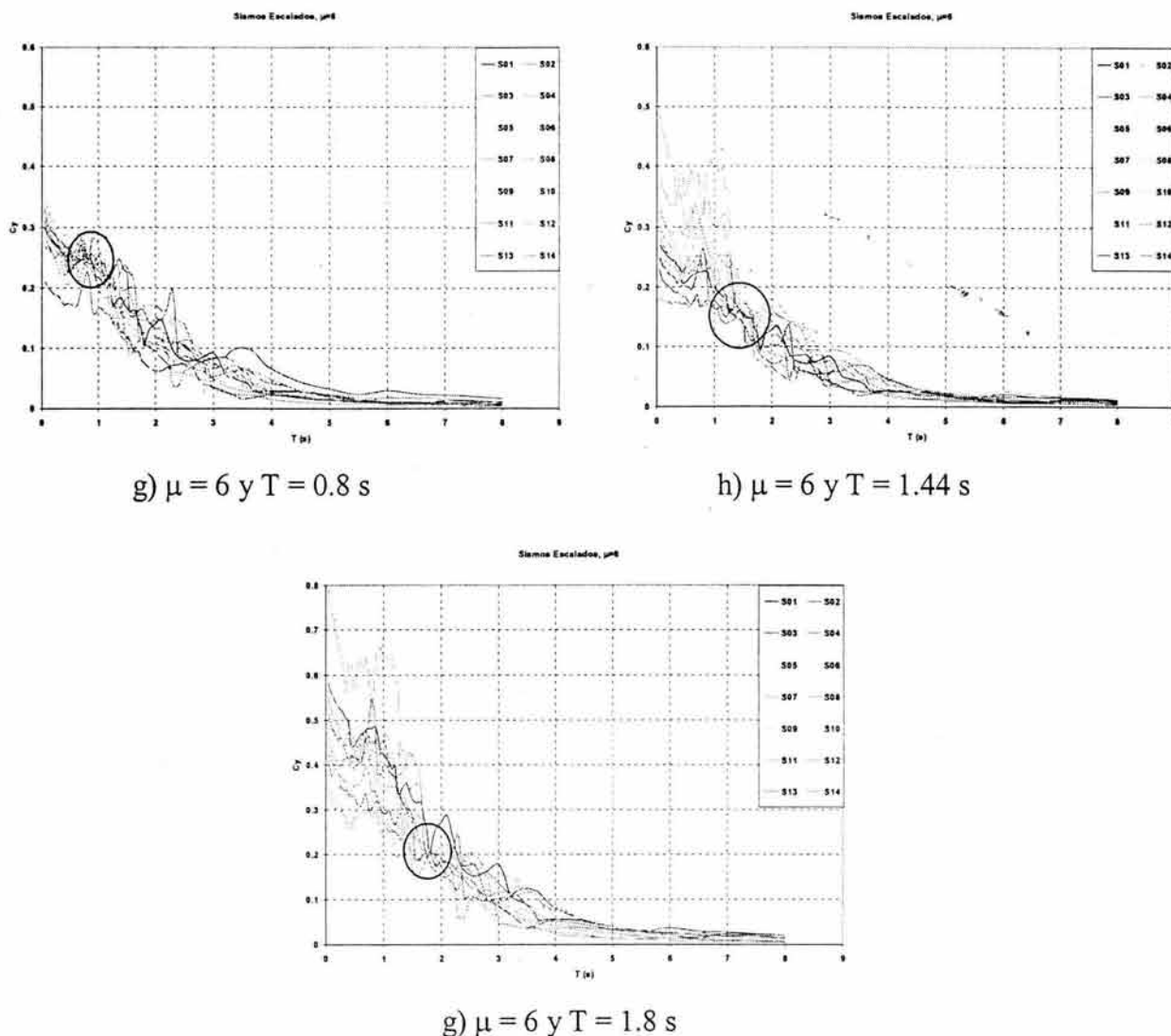


Figura 3.12 Continuación.

El conteo de los ciclos se hizo para las vigas ubicadas en el piso crítico de los edificios. Este piso se determinó durante los análisis tipo PUSHOVER, y se definió como el primer piso que fallaba durante estos análisis (se consideró que la falla de un piso se da cuando se ha agotado la capacidad rotacional de al menos 30% de todas las posibles articulaciones plásticas). La Figura 3.13 muestra los mecanismos plásticos desarrollados por los edificios, y la ubicación de los pisos críticos.

El conteo de las incursiones plásticas (n) se hizo con el método de la gota de lluvia (rainflow), donde n se definió como la suma de las incursiones plásticas demandas por los 14 acelerogramas que se utilizaron. Para fines de la contabilización de las incursiones, se definieron 16 intervalos de valores de rotación plástica en función de la máxima demanda posible de rotación plástica estimada para el caso en que los edificios desarrollaran un ductilidad global de 6. Como podrá apreciarse en las Figuras 3.14 a 3.19, los incrementos entre intervalos de rotaciones son de 0.0025.

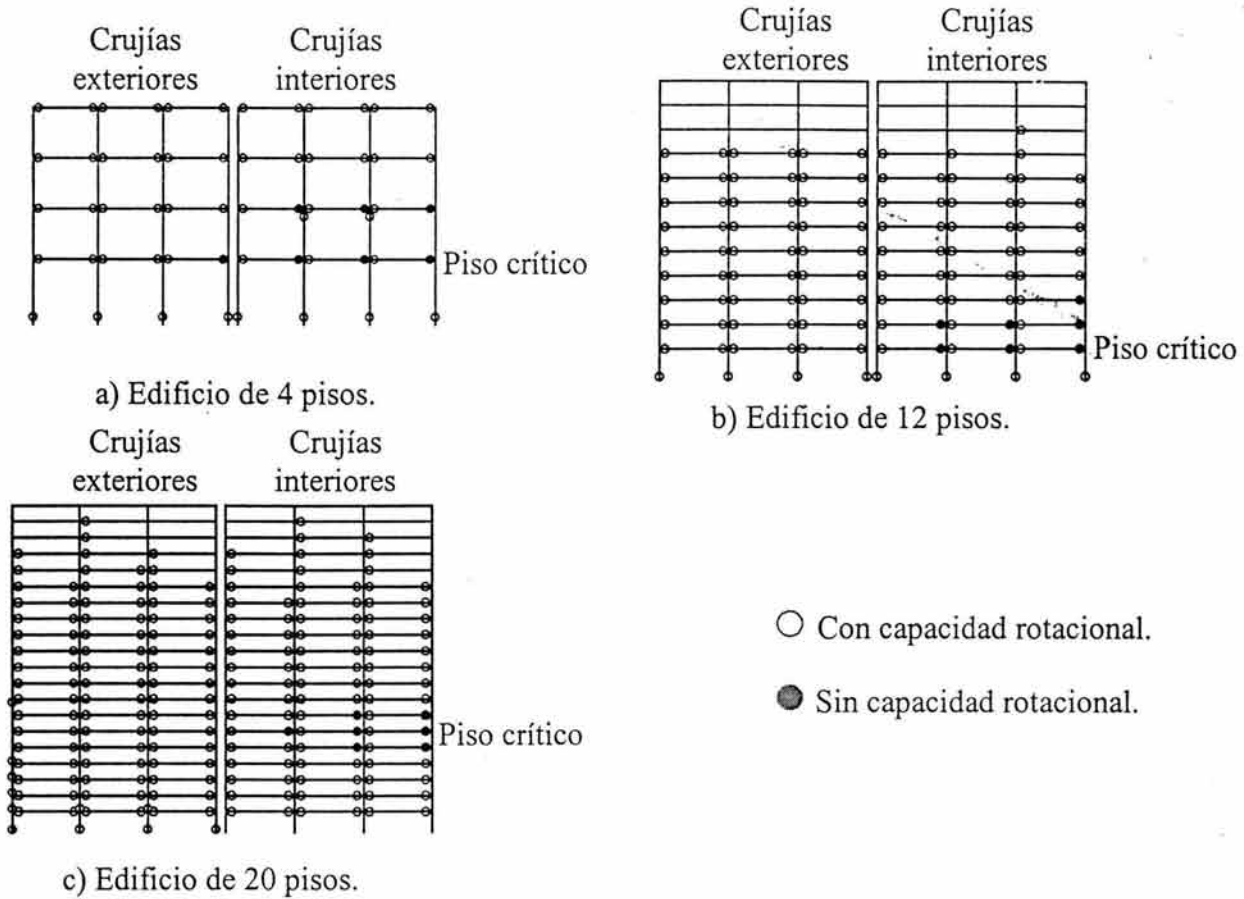


Figura 3.13 Pisos críticos en los edificios

Las figuras que se presentan a continuación resumen las distribuciones de ciclos para los tres edificios cuando desarrollan demandas de ductilidad global máxima de 2, 4 y 6. Note que para interpretar estas figuras, es importante tener en cuenta la demanda de ductilidad a que estará sometida la estructura y en que intervalo de periodos se encuentra el edificio.

Las Figuras 3.14, 3.16 y 3.18 muestran que un incremento en el nivel de demanda de ductilidad se refleja tanto en un incremento en el valor de la demanda de rotación plástica como en el número de incursiones plásticas. Note que el número de incursiones plásticas tiende a ser similar en todas las vigas del piso crítico, lo que implica que el daño estructural se distribuye de manera más o menos uniforme en todo este piso. Es importante enfatizar que la distribución de incursiones plásticas es similar a la observada en SIGL; esto es, el número de incursiones tiende a incrementarse de manera importante conforme su amplitud decrece.

Las Figuras 3.15, 3.17 y 3.19, muestran el promedio del número de incursiones plásticas en las vigas del piso crítico. Una vez más, es posible señalar que un incremento en la demanda global de ductilidad se ve reflejado en incrementos importantes en el número de incursiones plásticas y el valor de la máxima demanda de rotación plástica. Conforme el periodo fundamental de vibración de la estructura se aproxima al periodo dominante de los acelerogramas, se observa un incremento significativo en el número de incursiones plásticas que deben acomodar las vigas.

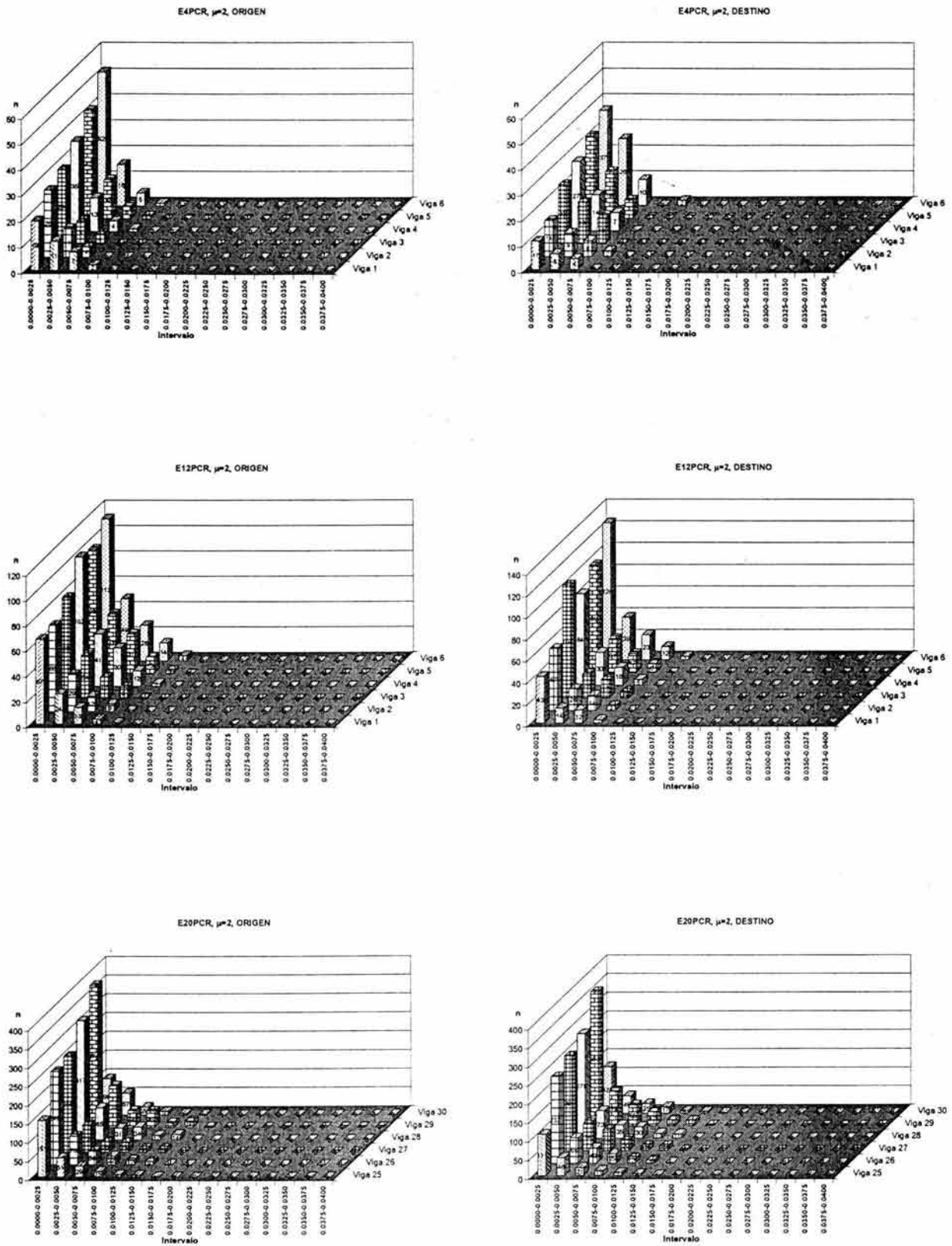


Figura 3.14 Gráficas de número de ciclos contra intervalo de rotación, $\mu = 2$.

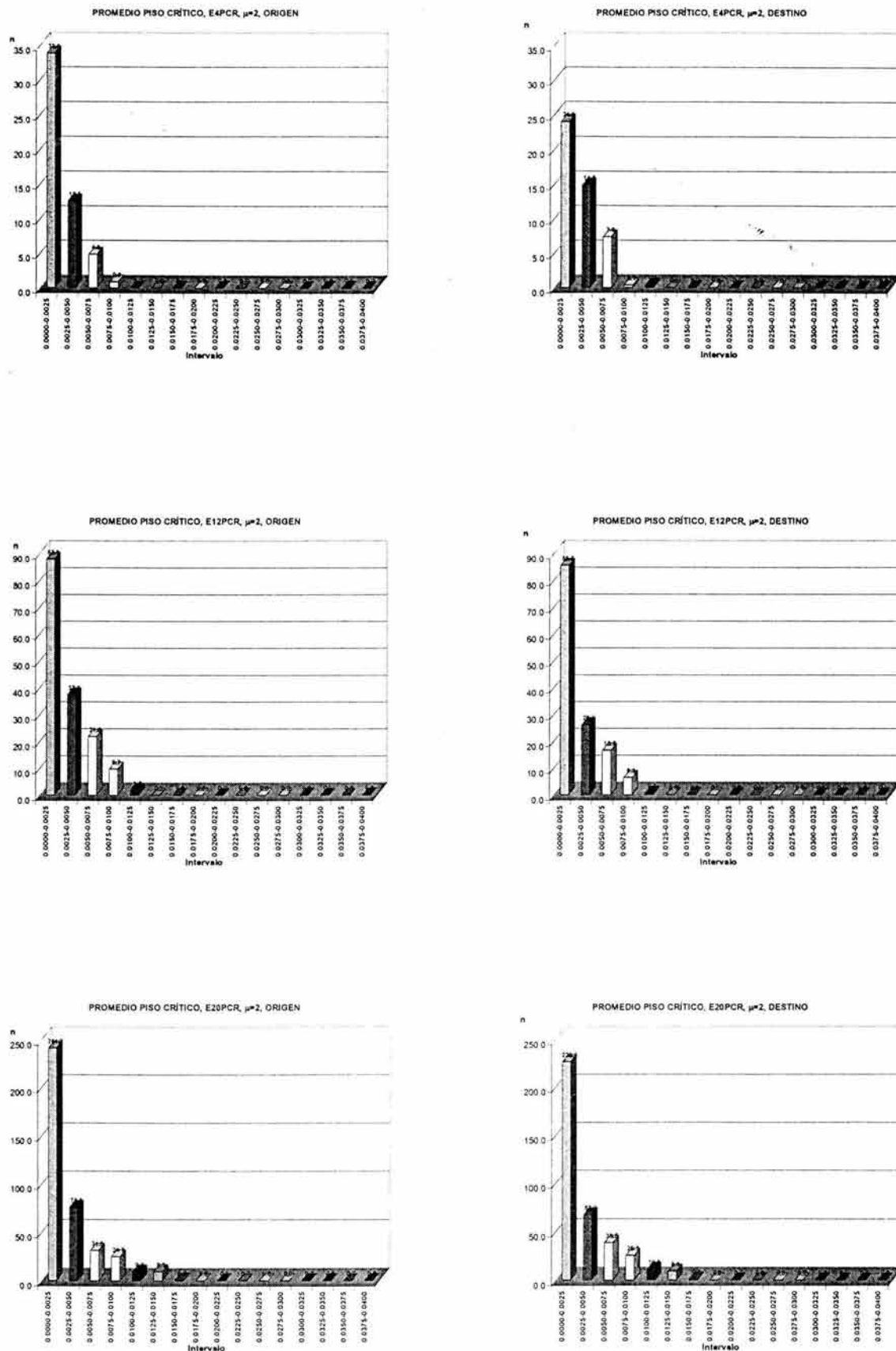


Figura 3.15 Gráficas de número de ciclos promedio contra intervalo de rotación, $\mu = 2$.

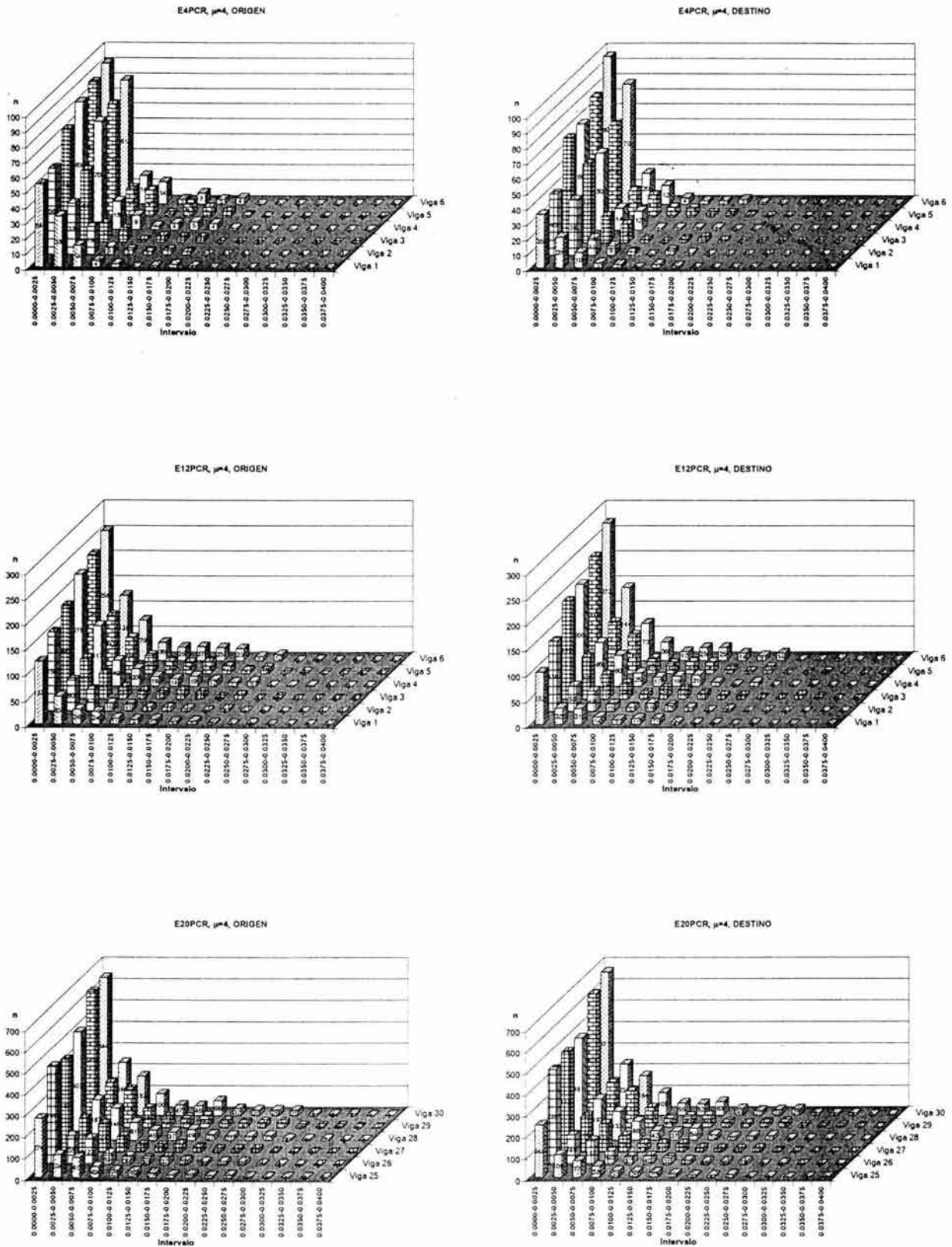


Figura 3.16 Gráficas de número de ciclos contra intervalo de rotación, $\mu = 4$.

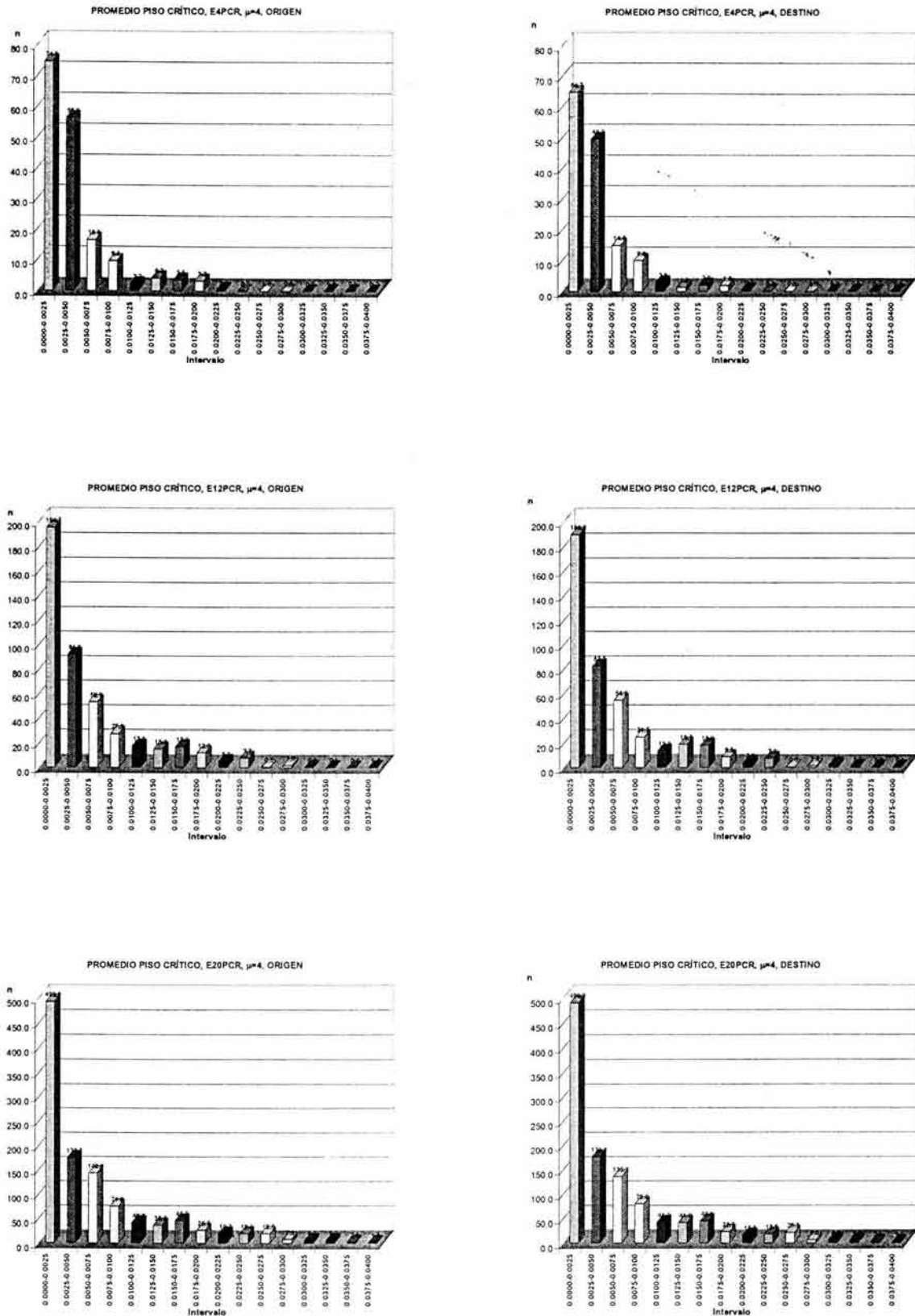


Figura 3.17 Gráficas de número de ciclos promedio contra intervalo de rotación, $\mu = 4$.

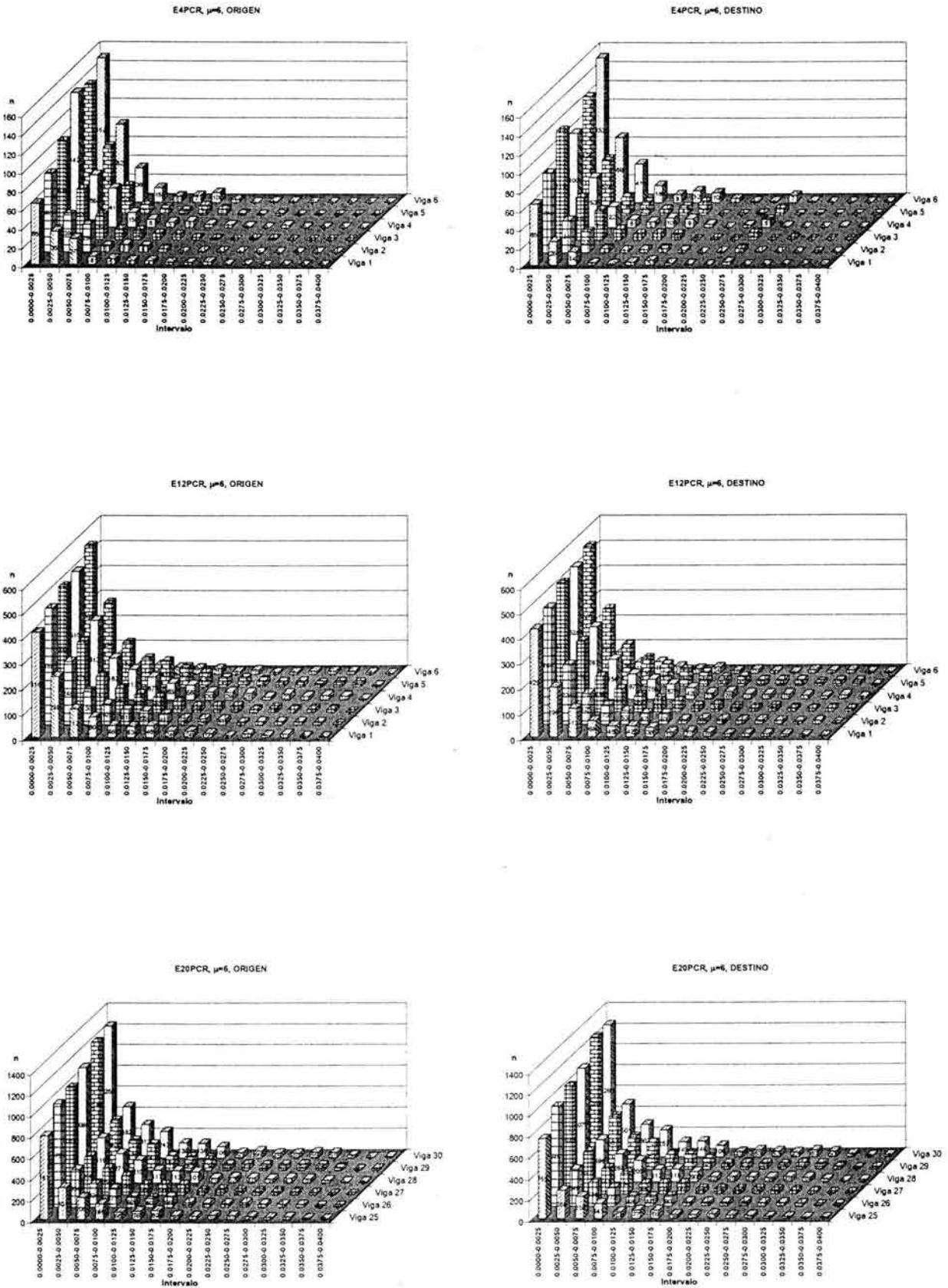


Figura 3.18 Gráficas de número de ciclos contra intervalo de rotación, $\mu = 6$.

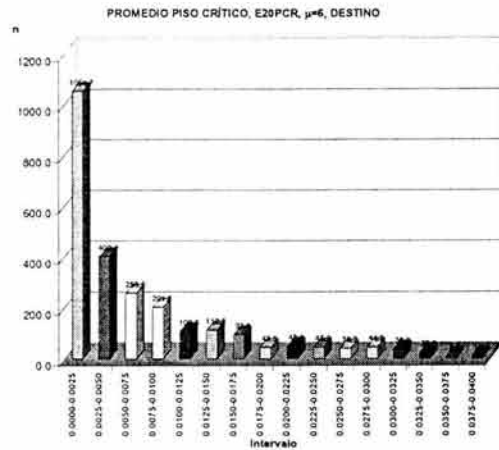
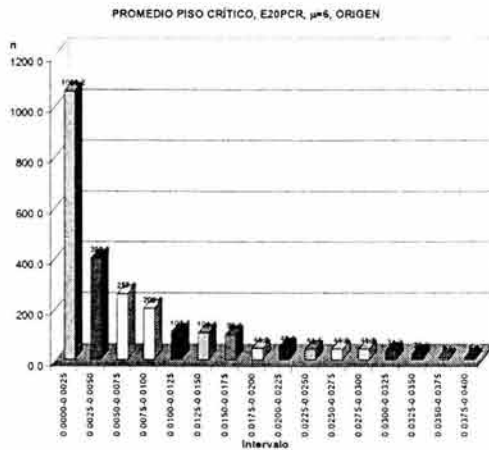
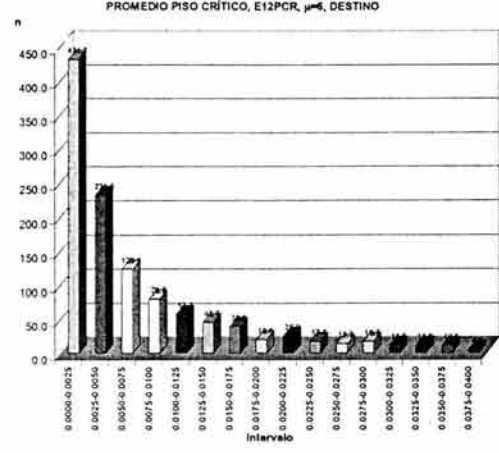
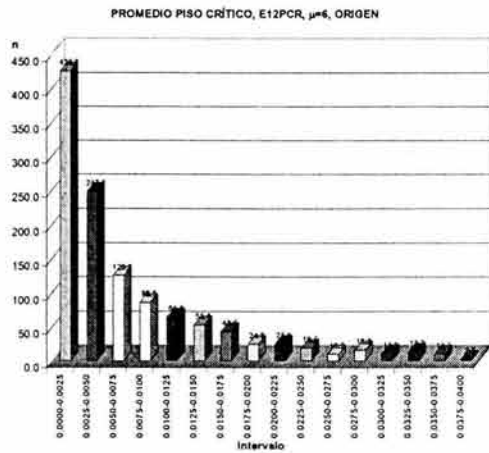
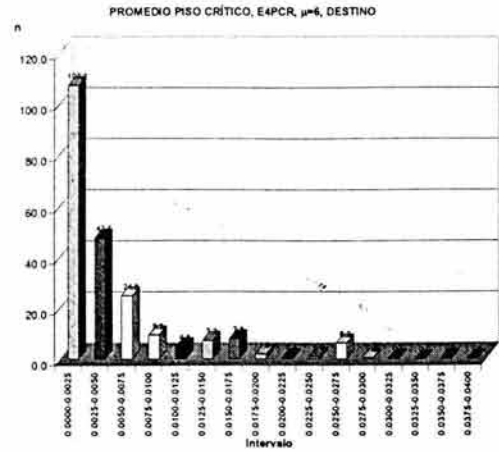
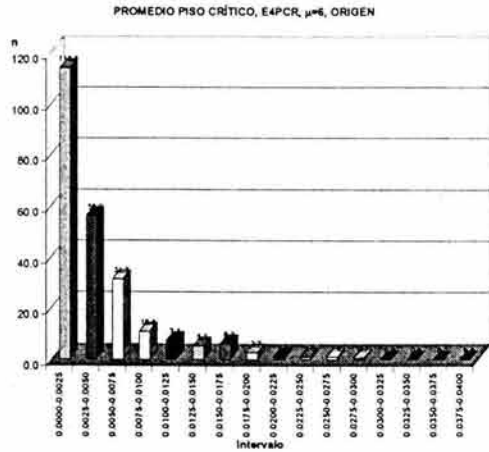
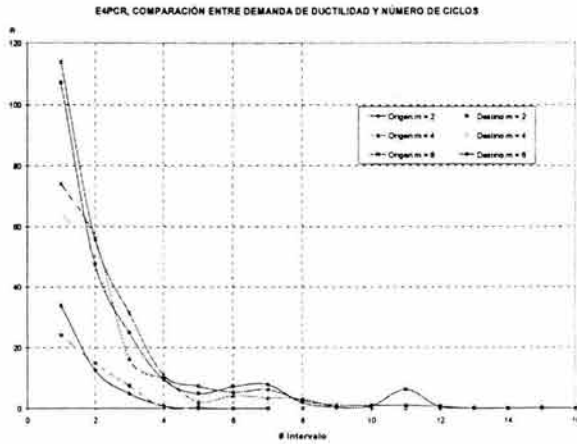
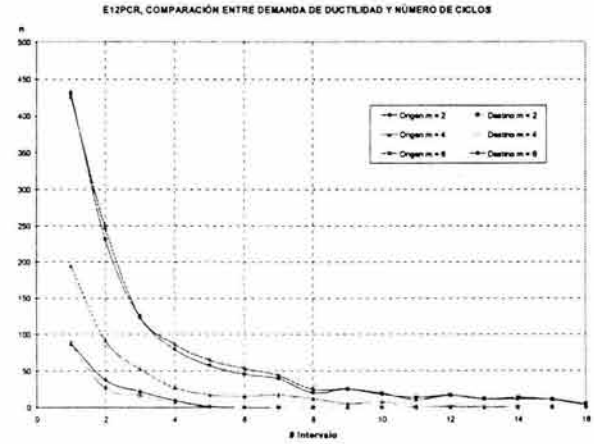


Figura 3.19 Gráficas de número de ciclos promedio contra intervalo de rotación, $\mu = 6$.

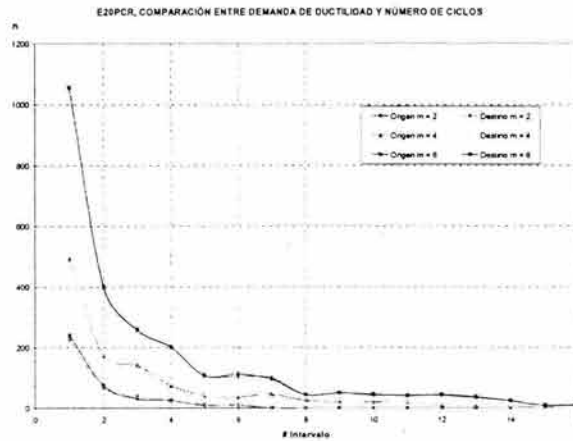
Aunque se observan ligeras diferencias para ductilidades bajas y periodos pequeños, la Figura 3.20 muestra que la distribución promedio de incursiones plásticas es prácticamente igual en el nodo origen y nodo destino de las vigas. Como en el caso de S1GL, las curvas de demanda y capacidad de incursiones plásticas se normalizaron para poder establecer una comparación de carácter cualitativa. En el caso de las vigas de los edificios, esta normalización se hizo de tal manera el área bajo ambas curvas fuera igual. Note que el eje de las abscisas en la Figura 3.21 muestra demanda de ductilidad global. Cabe mencionar que las rotaciones plásticas en las vigas se transformaron a demandas globales de ductilidad (μ_{glo}) con base en los resultados obtenidos de los análisis tipo PUSHOVER.



a) Edificio de 4 pisos, T = 0.8 s.

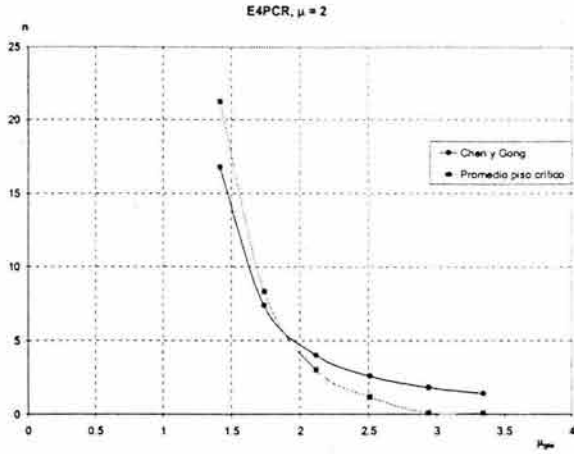


b) Edificio de 12 pisos, T = 1.44 s.

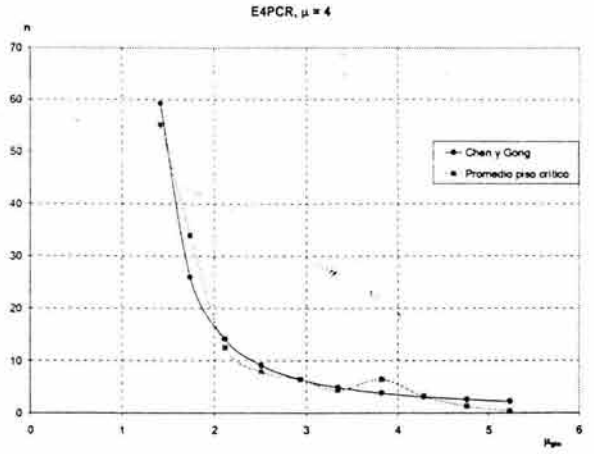


c) Edificio de 20 pisos, T = 1.8 s.

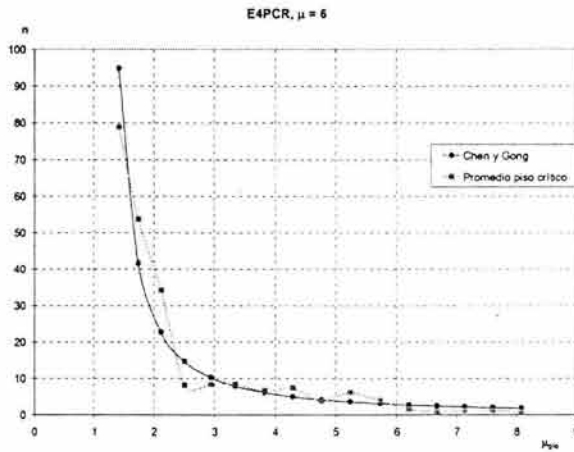
Figura 3.20 Comparación entre origen y destino de vigas.



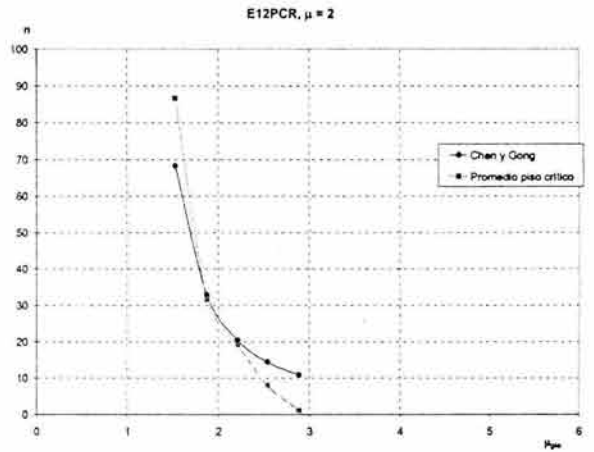
a) E4PCR, $T = 0.8$ s, $\mu = 2$.



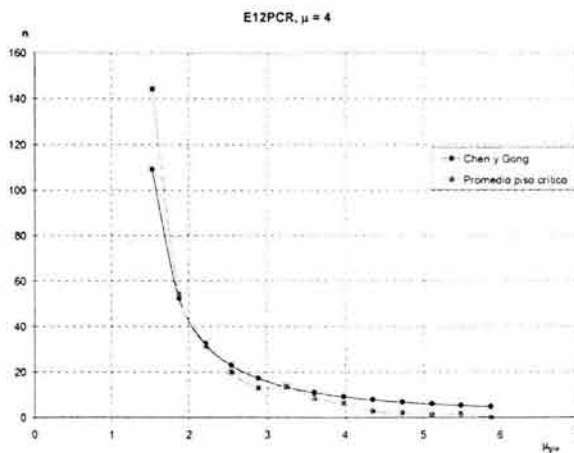
b) E4PCR, $T = 0.8$ s, $\mu = 4$.



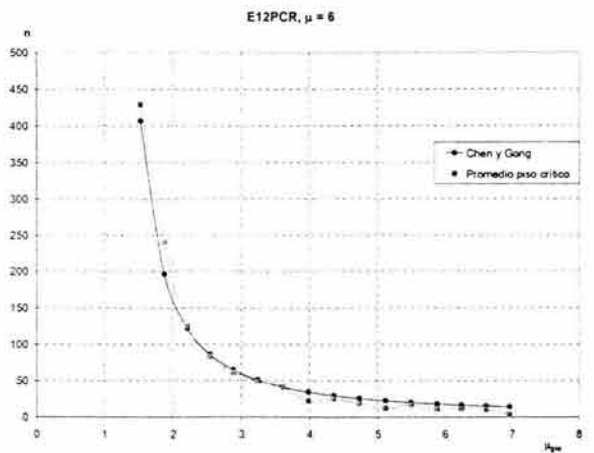
c) E4PCR, $T = 0.8$ s, $\mu = 6$.



d) E12PCR, $T = 1.44$ s, $\mu = 2$.

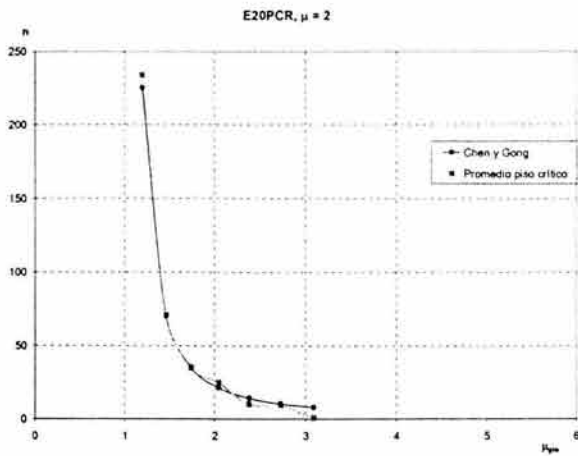


e) E12PCR, $T = 1.44$ s, $\mu = 4$.

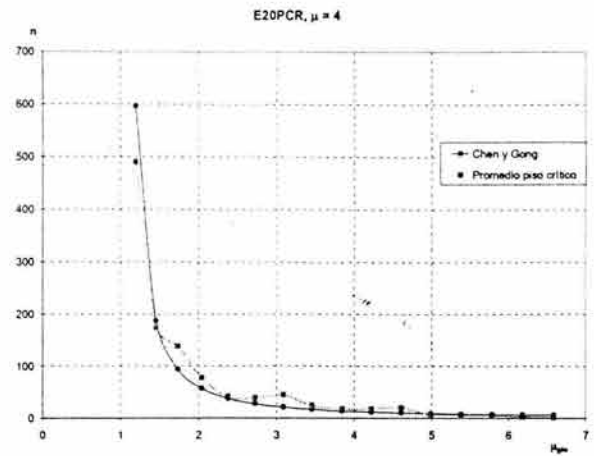


f) E12PCR, $T = 1.44$ s, $\mu = 6$.

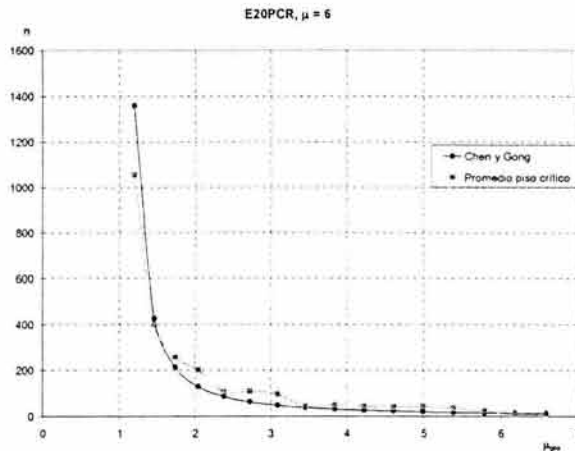
Figura 3.21 Comparación entre las curvas de capacidad con las reales.



g) E20PCR, $T = 1.8$ s, $\mu = 2$.



h) E20PCR, $T = 1.8$ s, $\mu = 4$.



i) E20PCR, $T = 1.8$ s, $\mu = 6$.

Figura 3.21 Continuación.

Las gráficas de la Figura 3.21 resumen la manera en que las vigas de los edificios disipan su demanda de energía plástica. Se observa una buena coincidencia entre las curvas de demanda y capacidad de incursiones plásticas. Note que las vigas de los edificios tienden a disipar un porcentaje mayor de su demanda de energía plástica en incursiones plásticas de menor amplitud respecto a lo observado en sistemas de un grado de libertad. Puede concluirse entonces que el impacto que tiene ignorar la distribución de incursiones plásticas para estimar daño estructural local en estructuras desplantadas en suelo blando, es menor en las vigas de un edificio que en un SIGL.

Note en la Figura 3.21 que para una demanda global de ductilidad pequeña ($\mu = 2$), la coincidencia entre el criterio de Chen y Gong y la distribución real de incursiones plásticas no es tan buena como para valores moderados y altos de ductilidad global, en edificios medianos y pequeños. En cuanto a esto, se requiere realizar estudios con intervalos más pequeños, y

posiblemente con una mayor cantidad de sismos para definir las tendencias de disipación de energía en sistemas que desarrollen demandas de ductilidad relativamente bajas.

Puede concluirse que el conocimiento de la manera en que una estructura disipa la energía plástica demandada por sismos de gran intensidad, aporta a los diseñadores información instrumental para la evaluación del daño inducido por sismo. La práctica profesional de la ingeniería puede verse beneficiada por el desarrollo de modelos simples (tal como el índice de Park y Ang) para estimar daño estructural. El uso de estos modelos dentro de metodologías relativamente simples podrá sustentarse en el entendimiento de la manera en que las estructuras disipan su energía plástica, sobre todo en el hecho de que en un porcentaje muy elevado de casos de interés práctico, la manera en que se disipa la energía no influye en la cuantificación del daño.

4.1 INTRODUCCIÓN.

En los últimos 15 años la comunidad ingenieril, ha invertido esfuerzos importantes para entender el efecto que la losa de entrepiso tiene en el comportamiento de edificios de concreto reforzado (CR). Muchos de estos estudios, llevados a cabo principalmente en Estados Unidos, Nueva Zelanda, Canadá y Japón, han hecho énfasis en la respuesta de sistemas estructurales ante sismos de gran intensidad. A partir de estos, se ha concluido que un porcentaje importante de la sobrerresistencia local y global de edificios típicos se debe a la presencia de la losa de entrepiso, de tal manera que no considerar su presencia durante el diseño de una estructura puede conducir a diseños poco confiables desde un punto de vista de resistencia sísmica.

En la práctica profesional del diseño sísmico suele considerarse, a través de conceptos de diseño por capacidad, el efecto de la losa de entrepiso durante el diseño local de las estructuras dúctiles. Desde hace algún tiempo, varios códigos han hecho un esfuerzo importante para considerar explícitamente la presencia de la losa durante el diseño de los elementos estructurales de marcos dúctiles de concreto reforzado. Dentro de este contexto, se han hecho una serie de recomendaciones de diseño sísmico que consideran el incremento en la resistencia a flexión de las vigas como consecuencia de su trabajo conjunto con la losa. De esta manera, se han planteado recomendaciones explícitas para evitar fallas de corte en las vigas y conexiones viga-columna, y para evitar fomentar mecanismos del tipo columna débil-viga fuerte.

Hasta el momento, el impacto que la losa pueda tener en las características mecánicas de la estructura a nivel global, y por tanto en su desempeño sísmico, suele ignorarse. Por un lado, la losa puede tener efectos benéficos para una estructura, ya que su presencia se traduce en un incremento en la resistencia lateral y rigidez lateral que la estructura posee a nivel global. A pesar de esto, la existencia de una losa de entrepiso no necesariamente implica un mejor desempeño estructural, ya que puede llegar a reducir sustancialmente la capacidad de rotación negativa (acero en lecho superior en tensión) de las vigas de un edificio y, por tanto, su ductilidad última ante cargas laterales. Por esta razón, es conveniente estudiar el impacto que la losa tiene en las demandas y suministros sísmicos (a nivel global) de una estructura sismorresistente, y con base en esto, plantear si un modelo utilizado para revisar el desempeño de un estructura durante la etapa de *Revisión del Diseño* debe considerar explícitamente la presencia de la losa de entrepiso.

4.2 ESTUDIOS PREVIOS.

Pantazopoulou et al. (1988), French y Boroogerdi (1989), Velez y French (1989), Shahrooz et al. (1991), French y Moehle (1991), y Pantazopoulou y French (2001), entre otros, han estudiado la interacción entre la losa y las vigas de un edificio. A partir de los resultados

experimentales que se han obtenido hasta la fecha, se han desarrollado una serie de conceptos básicos y modelos para tomar el efecto de la losa dentro de un contexto de diseño por capacidad.

Uno de los efectos de tomar la presencia de la losa, es un incremento en la resistencia a flexión de las vigas (sobre todo a momento negativo), lo que a su vez se ve reflejado en incrementos de resistencia global ante fuerzas laterales de hasta un 40% (U.S.-Japan Research, 1988). Un segundo efecto de la losa es un incremento en la rigidez a flexión de las vigas, lo que a su vez se ve reflejado en un incremento importante en la rigidez lateral de la estructura. En varios casos, el incremento en resistencia y rigidez puede verse reflejado en un mejor desempeño estructural. Sin embargo, estudios previos sugieren que un incremento en la resistencia o en la rigidez a nivel global puede verse asociado con un incremento en las demandas sísmicas de desplazamiento, velocidad y aceleración (Arroyo et al. 2000, Terán 2002); y a nivel local, con fallas imprevistas e indeseables (Pantazopoulou y French 2001).

4.2.1 ASPECTOS GENERALES DE COMPORTAMIENTO

Considere un sistema viga-columna-losa sujeto a cargas laterales, tal como se ilustra en la Figura 4.1a. Como se muestra en la Figura 4.1b, las vigas, que tienden a deformarse en doble curvatura, suelen generar tensiones y compresiones en la losa. Note que cuando la viga está sometida a momento negativo los esfuerzos a tensión se desarrollan en la parte superior de su sección transversal, y que las tensiones que se inducen en la losa se maximizan en el eje longitudinal de la viga, y tienden a decrecer conforme la porción de la losa en estudio se aleja del mismo. Si bien algunos experimentos indican una variación de los esfuerzos a través del ancho de la losa, esta variación suele ser pequeña en la zona de la losa adyacente a la viga. El estudio experimental detallado de la distribución de esfuerzos en la losa sugiere que inicialmente ésta actúa como una membrana que trabaja a tensión, y no contribuye apreciablemente a resistir el momento flexionante que actúa en la viga. Los esfuerzos en la zona de tensión de la viga generalmente aumentan conforme crece su demanda de deformación angular, lo que ocurre conforme se incrementan las deformaciones laterales de la estructura.

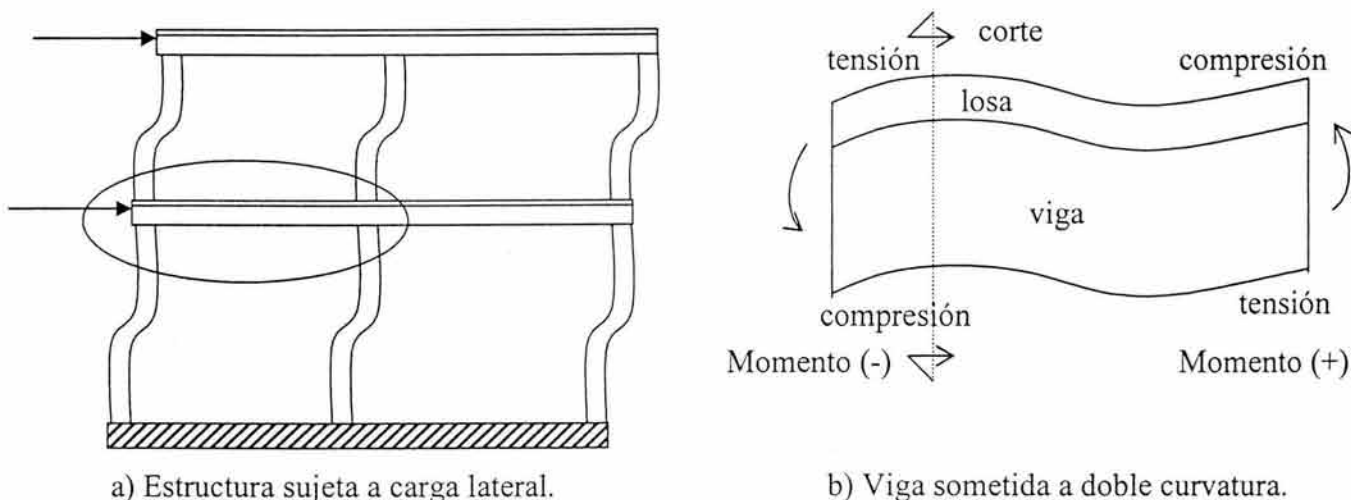


Figura 4.1 Deformación por efecto de fuerzas laterales.

Una vez que el esfuerzo a tensión excede el de fluencia del acero longitudinal, la porción de la losa que contribuye a la resistencia a flexión de la viga empieza incrementarse paulatinamente con un incremento de la deformación lateral, de tal manera que en un instante dado, es posible que todo el ancho de la losa llegue a participar en el mecanismo resistente a flexión. Esto puede apreciarse, como se ilustra en la Figura 4.2b, por la formación y desarrollo del patrón de grietas que se genera en el transcurso de una prueba experimental.

Los esfuerzos de tensión inducidos en la sección transversal de la losa adyacente a la viga tienen un impacto significativo en la capacidad y rigidez a flexión de esta última, impacto que depende principalmente del ancho de losa que trabaja conjuntamente con la viga. Como se ilustra en la Figura 4.2a, la tensión efectiva que trabaja en la porción negativa de la viga es igual al área del refuerzo longitudinal negativo más el acero de refuerzo incluido en una porción de la losa reforzada. La participación de la losa como elemento a tensión de la viga es evidente y ha sido observada continuamente en los patrones de grietas de los especímenes probados (por ejemplo, véase French y Moehle, 1991).

French y Moehle (1991) sugieren que el mecanismo de interacción entre la losa y las vigas de sus especímenes puede entenderse conceptualmente a través del modelo presentado en la Figura 4.3. La losa empieza a esforzarse debido a las elongaciones inducidas por flexión en la viga longitudinal. La viga, que tiende a elongarse a todo lo largo de su longitud, transmite dicha elongación a la losa a través de un plano de cortante. Como se muestra en la Figura 4.3b, este cortante se equilibra con las tensiones que se generan en la porción de la losa ubicada en la interfase de la viga transversal. Note que aparte de lo discutido anteriormente, el equilibrio de la porción de losa mostrada en la Figura 4.3b requiere de la presencia de tensiones en la losa a lo largo de la viga longitudinal y de esfuerzos cortantes en la interfase de la viga transversal.

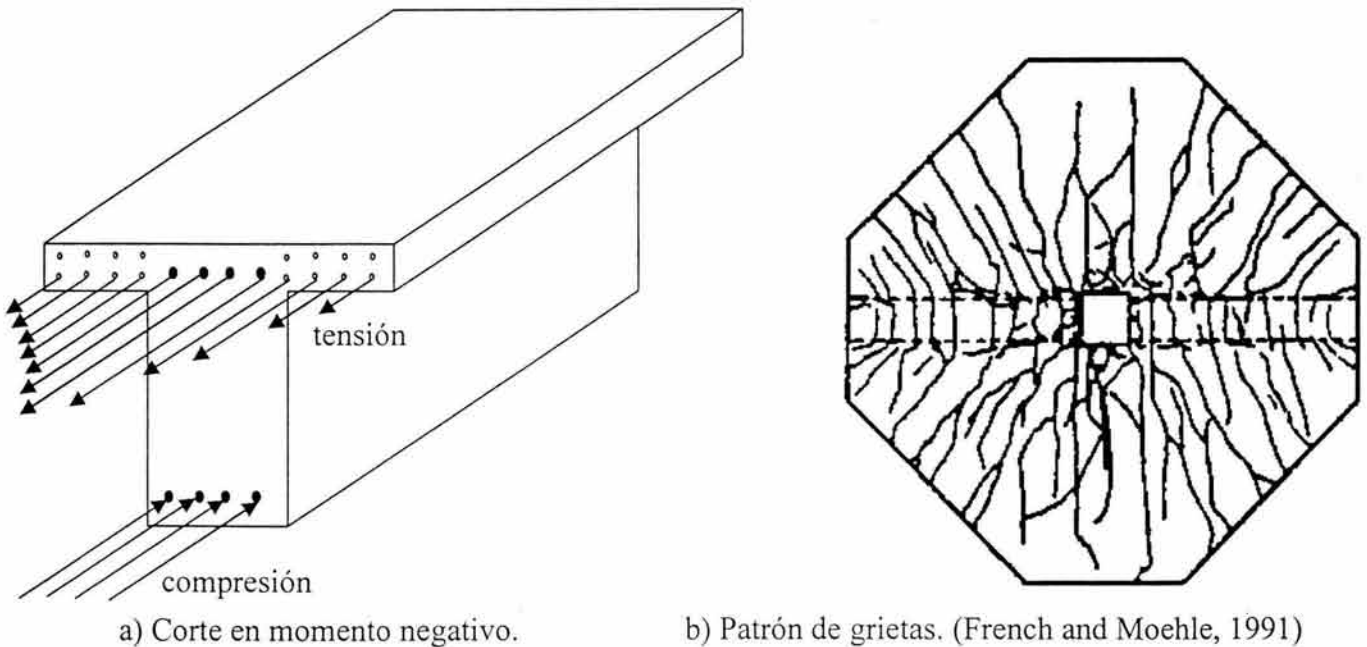


Figura 4.2 Corte transversal de una viga considerando parte de la losa.

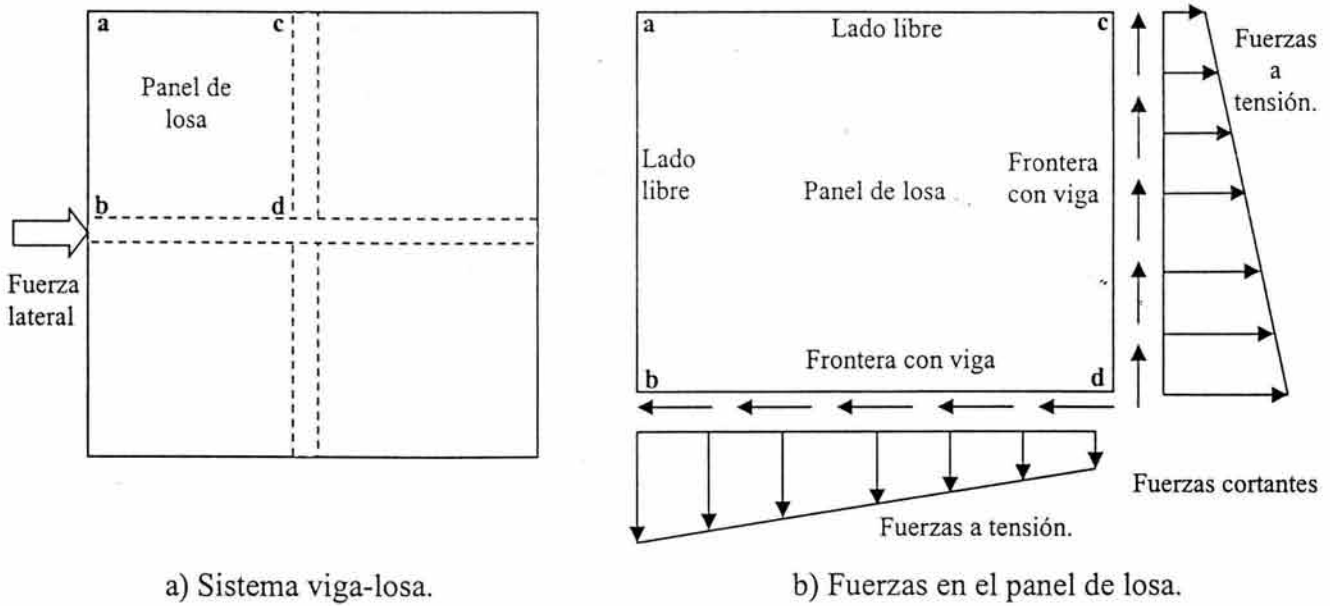


Figura 4.3 Plano de cortante como consecuencia de las tensiones.

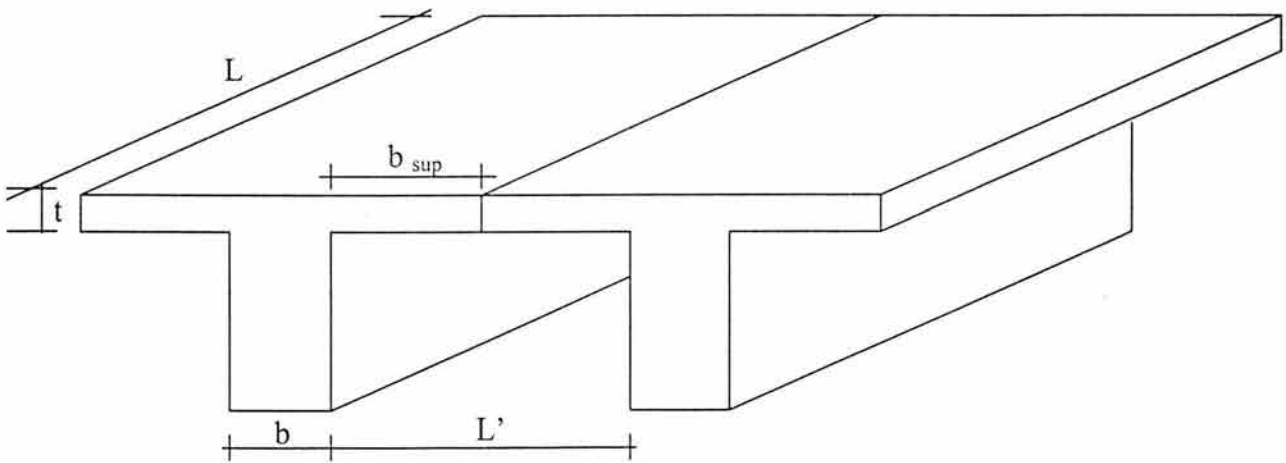


Figura 4.4 Ancho de la losa como patín de compresión

Dentro de los códigos actuales de diseño de estructuras de concreto, esta interacción entre losa y viga se toma normalmente al considerar, durante el diseño de la viga, que esta no tiene una sección transversal rectangular, sino una sección “T” o “L” en función de si la viga se ubica en una crujía interior o exterior, respectivamente. Por ejemplo, tanto las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-Concreto, 1995) como el reglamento del American Concrete Institute (ACI, 1995) establecen que para estimar la resistencia a flexión positiva de una viga, es necesario considerar que una porción de losa forma parte del patín a compresión de la viga. Conforme a estos reglamentos, el ancho del patín (b_{sup}) que debe considerarse trabajando a compresión a cada lado del alma de secciones “T” o “L” debe ser el menor de los tres valores siguientes: la octava parte del claro menos la mitad del ancho del alma ($\frac{L}{8} - \frac{b}{2}$), la mitad de la distancia al paño del alma del miembro más cercano ($\frac{L'}{2}$), y ocho

veces el espesor de la losa (δt). La Figura 4.4 ilustra el significado de las variables involucradas en estas expresiones.

Antes de terminar esta sección, cabe hacer notar dos hechos: primero, que la influencia de la losa en la capacidad a flexión negativa de una viga suele ser mucho mayor que la correspondiente a la capacidad de flexión positiva (de hecho, el incremento de esta última capacidad debido a la presencia de la losa suele ser muy pequeño); y segundo, que curiosamente, los códigos de diseño suelen ignorar el primer hecho, lo que en algunos casos puede resultar en tipos de falla indeseables.

4.2.2 EFECTO DE LA LOSA EN EL COMPORTAMIENTO GLOBAL DE UN MARCO

Para ilustrar el incremento de resistencia global que se observa en un marco como consecuencia de la presencia de la losa de entrepiso, considere el ejemplo sencillo mostrado en la Figura 4.5. La fuerza lateral última que puede desarrollar el marco esta dada por:

$$F_{tot} = F_y + \Delta F = \frac{2M_{by}^+}{h/2} + \frac{\Delta M_{by}^-}{h} \quad (4.1)$$

donde:

F_{tot} Fuerza total resistente en el entrepiso considerado.

F_y Fuerza requerida para generar la articulación para momento positivo en el extremo de la viga, Figura 4.5a.

ΔF Incremento de la fuerza lateral para generar la articulación plástica negativa, Figura 4.5b.

h Altura de entrepiso.

M_{by} Momento de fluencia en la viga.

ΔM_{by} Incremento de momento por sobrerresistencia en la viga.

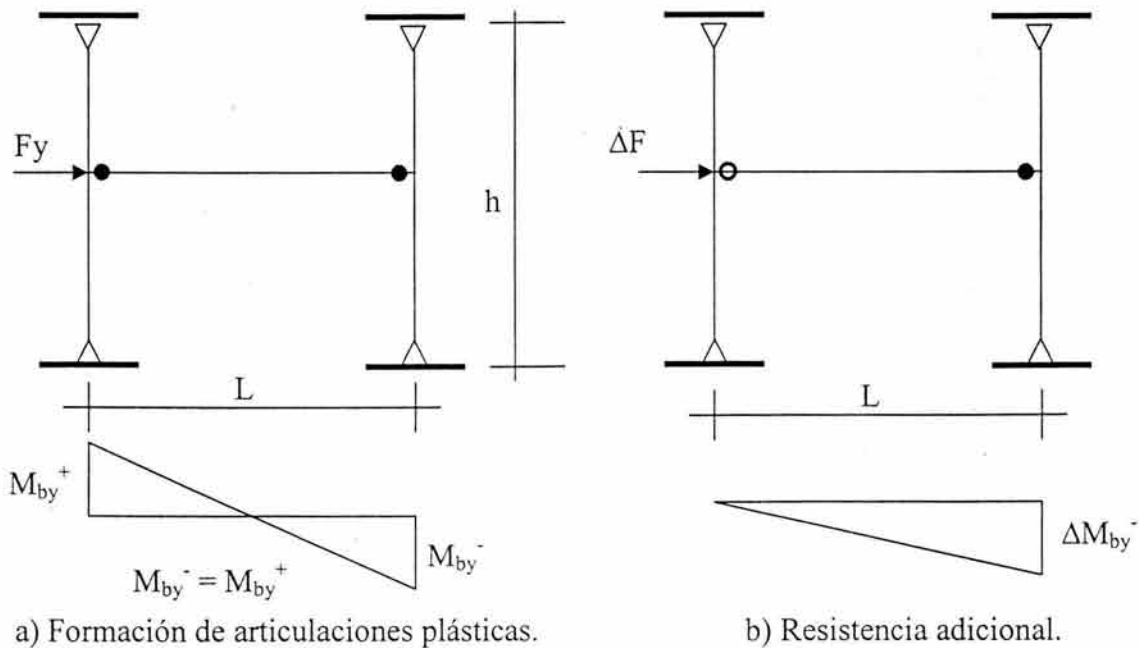


Figura 4.5 Superposición de marcos con articulaciones plásticas.

Pantazopoulou y French (2001) aproximan el incremento de la resistencia a momento negativo de la viga con la Ecuación 4.2. Es importante mencionar que esta expresión ha sido calibrada para una distorsión de entrepiso del 2%, y que el incremento de la resistencia lateral de la estructura es proporcional a la fuerza desarrollada en el ancho de la losa que se considera participando a tensión.

$$\Delta M_{by}^- = \alpha f_y t_{losa} \rho_{losa} d (1-0.5c) (b_{efe} - b_w) \quad (4.2)$$

Combinando 4.1 con 4.2, se obtiene la fuerza lateral resistente del entrepiso considerado:

$$F_{tot} = 4 \frac{M_{by}^+}{h} + 2 \frac{\alpha f_y \rho_{losa} d (1-0.5c) t_{losa} (b_{efe} - b_w)}{h} \quad (4.3)$$

donde:

ΔM_{by}^- Incremento de momento negativo por efecto de la losa.

α Factor de sobrerresistencia.

f_y Esfuerzo de fluencia del acero.

b_{efe} Ancho efectivo de la losa.

b_w Ancho del alma de la viga.

t_{losa} Espesor de la losa.

ρ_{losa} Cuantía de acero en el ancho de la losa en consideración.

d Peralte efectivo de la viga.

c relación entre la profundidad del bloque de compresión y la altura efectiva de la viga.

En varias pruebas experimentales (Shahrooz y Moehle 1987, U.S.-Japan Research 1988) se ha encontrado que el segundo término de la Ecuación 4.3 puede llegar a ser un 40% de F_{tot} para una distorsión del 2%.

4.2.3 EFECTO DE LA LOSA EN LA DUCTILIDAD LOCAL Y GLOBAL

Hasta este momento se ha discutido el efecto que la losa tiene en la resistencia lateral de una estructura. Sin embargo, la losa también tiene influencia sobre otras características mecánicas de una estructura, que pueden llegar a ser de importancia para su desempeño sísmico. Por ejemplo, puede mencionarse la capacidad de deformación lateral de una estructura.

La normatividad actual no utiliza de manera clara y transparente la capacidad de deformación de las estructuras. A manera de ejemplo, considere el coeficiente sísmico Q , utilizado en nuestra normatividad en función del detallado de la estructura, que es un parámetro de diseño que de alguna manera (indirecta e implícita) refleja la capacidad de deformación última de las estructuras. A pesar de esto, resulta importante entender el efecto que la losa puede tener en dicha capacidad de deformación, y el impacto que esto tenga en el nivel de confiabilidad de un diseño.

Para poder entender porqué una estructura tiene una capacidad global de deformación lateral dada, es importante considerar el comportamiento y capacidades en diferentes niveles, que van desde el comportamiento de los diferentes materiales estructurales en forma independiente y

su interacción dentro de una sección transversal, hasta la interacción de las diferentes secciones y elementos dentro de la estructura.

Considere un edificio dúctil que desarrolla comportamiento plástico cuando se le sujeta a fuerzas laterales. Dentro de un contexto de diseño por capacidad, el comportamiento plástico, y por tanto el daño estructural, por lo general se concentra en los extremos de las vigas, tal como se ilustra en la Figura 4.6.

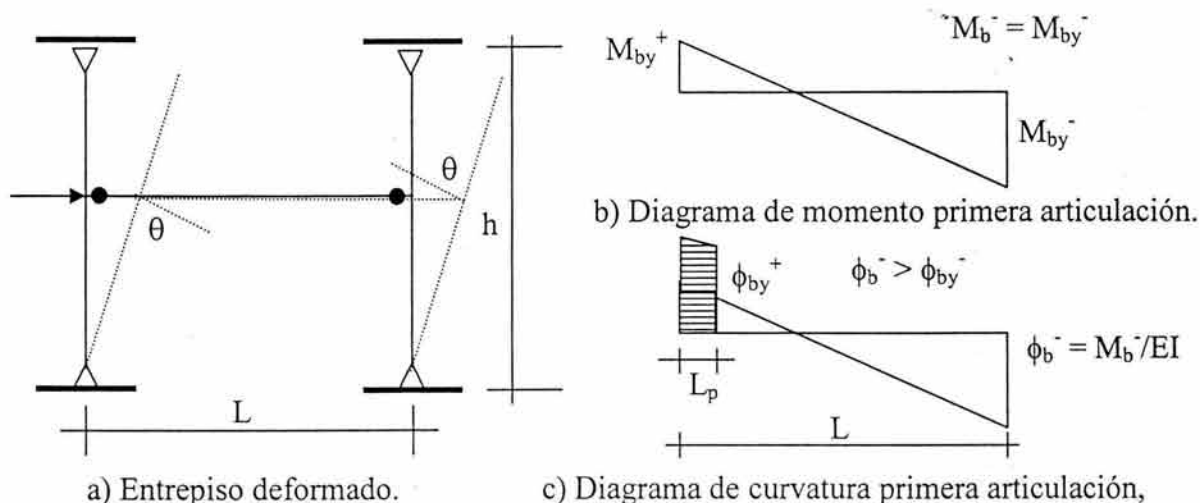


Figura 4.6 Respuesta en un entrepiso bajo carga lateral.

La Figura 4.6a muestra las deformaciones locales inducidas por la deformación lateral del marco. La demanda de ductilidad en las articulaciones plásticas puede estimarse por medio de igualar el trabajo externo con el trabajo interno:

$$F_y (\theta - \theta_y) \frac{h}{2} = M_{by}^+ (\phi_b^+ - \phi_{by}^+) L_p^+ + M_{by}^- (\phi_b^- - \phi_{by}^-) L_p^- \quad (4.4)$$

donde:

- θ Demanda máxima de rotación en las articulaciones plásticas de las vigas.
- θ_y Rotación de fluencia en los extremos de las vigas.
- ϕ_b Demanda máxima de curvatura en las articulaciones plásticas de las vigas.
- ϕ_{by} Curvatura de fluencia en los extremos de las vigas.
- L_p Longitud de la articulación plástica.

Por otro lado, la fuerza lateral externa puede estimarse como:

$$F_y = 2 \frac{M_{by}^+ + M_{by}^-}{h} \quad (4.5)$$

Sustituyendo 4.5 en 4.4, y considerando el caso en el que $M_{by}^+ = M_{by}^- = M_{by}$ y $L_p^+ = L_p^- = L_p$, se tiene que la distorsión del marco y la deformación en la articulación plástica se relacionan de acuerdo a lo siguiente:

$$\theta = \theta_y + (\phi_b - \phi_{by})L_p \quad (4.6)$$

De acuerdo con la definición de ductilidad, se plantea la ductilidad global (μ_θ) y ductilidad local (μ_ϕ) como:

$$\mu_\theta = \frac{\theta}{\theta_y}; \quad \mu_\phi = \frac{\phi}{\phi_y} \quad (4.7)$$

Para una viga deformada en doble curvatura a lo largo de su longitud (L), puede demostrarse que la rotación de fluencia en uno de sus extremos se relaciona con la curvatura de fluencia en esos extremos conforme a:

$$\theta_y = \frac{\phi_y L}{6} \quad (4.8)$$

Sustituyendo 4.7 y 4.8 en la Ecuación 4.6, se tiene que la demanda de ductilidad global del marco puede expresarse en función de la demanda local de ductilidad en la articulación plástica:

$$\mu_\phi = 1 + (\mu_\theta - 1) \frac{L}{6L_p} \quad (4.9)$$

La Ecuación 4.9 enfatiza dos hechos muy importantes:

1. El valor de la demanda local de ductilidad suele ser mucho mayor que el valor de la demanda global de ductilidad de una estructura. Por ejemplo, para una ductilidad global de 4, un claro de 7 m, y una longitud plástica de aproximadamente la altura de la viga entre dos ($L_p = 30$ cm), se obtiene una ductilidad local de 12.67 (mayor que el triple de la ductilidad global).
2. El valor de la ductilidad global depende directamente del valor de la ductilidad local. Esto es, que la capacidad de deformación lateral de una estructura depende de la capacidad de deformación de la estructura a diferentes niveles (material, sección, elemento).

Concluyendo, el efecto que tenga la losa en la capacidad de rotación de las vigas, se verá reflejado de manera directa en la ductilidad última, local y global, que puede alcanzar una estructura. En particular, una reducción en la capacidad de rotación implica una ductilidad global última menor.

En general, un elemento de concreto reforzado alcanza su rotación última a flexión cuando se dan una de las siguientes dos condiciones: se aplasta el concreto que trabaja como puntal de compresión para equilibrar la tensión del refuerzo longitudinal, o se fractura el acero de refuerzo longitudinal. Incrementar la capacidad de rotación de una viga implica retrasar la ocurrencia de estas dos condiciones, lo que normalmente se logra a través de un buen detallado. Por ejemplo, el aplastamiento del concreto puede retrasarse por medio de: un adecuado confinamiento con refuerzo transversal; limitar la cuantía de acero a tensión; y el balance

correcto entre el refuerzo longitudinal positivo y negativo. Proteger el acero a tensión contra posible fractura implica colocar una cuantía mínima de acero, y proporcionar suficiente resistencia lateral a la estructura para evitar acumulación inadecuada de deformaciones plásticas.

Para ilustrar el efecto de la losa en la capacidad de deformación de una estructura, considere el extremo de una viga que trabaje bajo momento negativo cuando el marco se deforma lateralmente. En este caso, el acero negativo de la viga, y el acero de la porción de losa que trabaje con ella, trabajarán en tensión. Dado que hay un incremento significativo en la fuerza de tensión que se desarrolla en la viga con losa con respecto a la misma viga sin losa, la presencia de la losa resulta en un incremento en la dimensión del bloque de compresión que se desarrolla en la parte inferior de la viga. Esto resulta en aplastamiento del concreto a niveles menores de curvatura, y en una mayor probabilidad a que se observe pandeo de las varillas en la zona de compresión. Por tanto, la presencia de la losa implica una reducción en la capacidad de rotación negativa de las vigas. Utilizando argumentos similares, puede decirse que la presencia de la losa aumenta la capacidad de rotación positiva de las vigas. Sin embargo, estos dos hechos no se cancelan entre sí, de tal manera que la disminución en la capacidad de rotación negativa resulta en una disminución en la capacidad de deformación global de las estructuras.

4.3 MODELADO DE LA ESTRUCTURA

Los edificios considerados en esta tesis se modelaron para llevar a cabo análisis estructurales no lineales con el programa DRAIN 2DX (Prakash et al, 1993). Esta sección discute brevemente las consideraciones hechas durante este modelado. Dentro de este contexto, es importante mencionar que dichas consideraciones definen el alcance de los resultados que se presentan en este y el siguiente capítulo.

4.3.1 MATERIALES ESTRUCTURALES

Conforme se discutió en la sección anterior, el entendimiento de comportamiento global de una estructura sujeta a cargas laterales implica la consideración del comportamiento de los materiales estructurales que la conforman. Al respecto, el modelado de los edificios utilizados en esta tesis consideró el modelo modificado de Kent y Park para concreto. Este modelo, ilustrado en la Figura 4.7a, distingue entre el comportamiento de un concreto confinado y un concreto sin confinar.

Para el acero se utilizó el modelo mostrado en la Figura 4.7b. Note que el modelo considera una zona de plastificación. Durante el modelado, se consideraron las propiedades mecánicas reales del acero (no las nominales de diseño). Al respecto, las características mecánicas del acero se asignaron conforme a los resultados presentados por Rodríguez y Botero (1997).

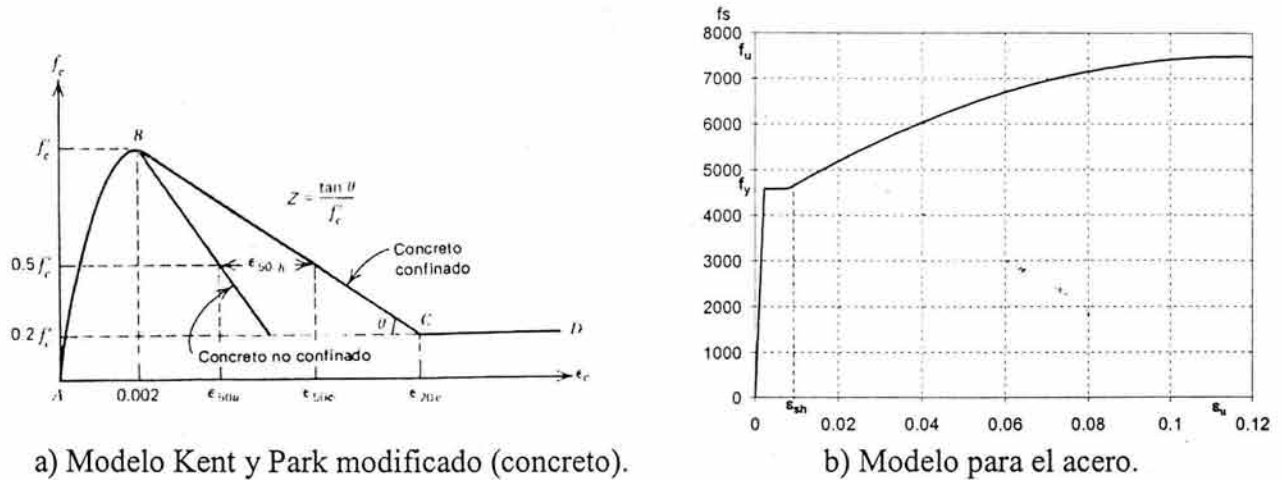


Figura 4.7 Modelos utilizados para el cálculo en gráficas momento-curvatura.

4.3.2 ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El modelo de los elementos estructurales de un modelo de análisis no lineal debe ser capaz tanto de capturar la rigidez de los elementos en su intervalo elástico, como su respuesta dentro del intervalo de comportamiento plástico. Por tanto, en esta tesis se hizo un esfuerzo por que el modelado de los elementos estructurales capture en lo esencial la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de los miembros estructurales de un marco de concreto reforzado.

Las propiedades estructurales de vigas y columnas se derivaron a partir de los diagramas momento-curvatura correspondientes a las secciones transversales ubicadas en sus extremos. Como se muestra en la Figura 4.8a, se hizo una idealización bi-lineal del diagrama momento-curvatura con este fin. 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. La capacidad de rotación última se obtuvo al integrar la curvatura a lo largo de la longitud asociada a la articulación plástica, que en este caso se consideró igual al peralte efectivo dividido entre dos.

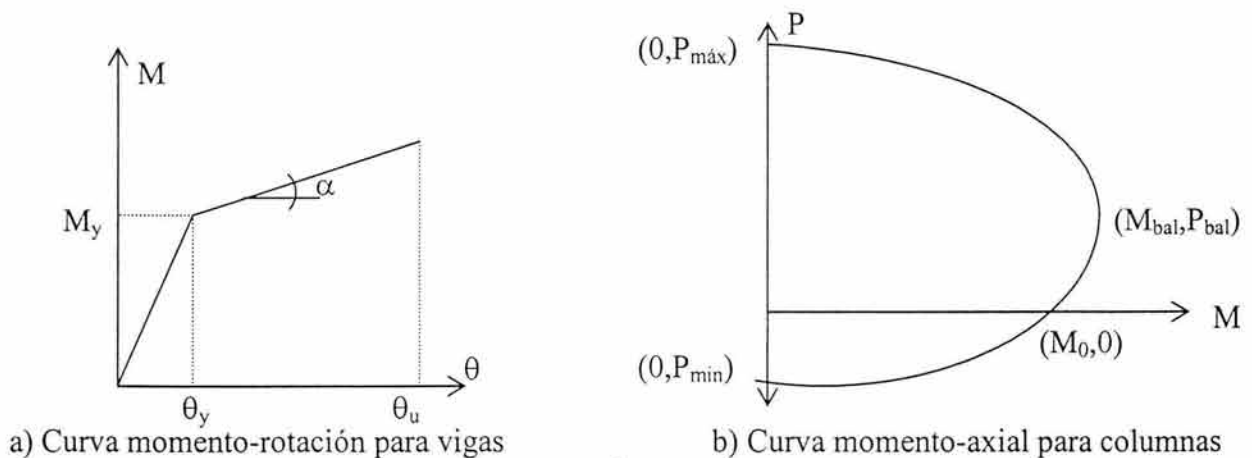


Figura 4.8 Nomenclatura de las propiedades mecánicas.

Para establecer los diagramas momento-curvatura, se consideró el momento de inercia agrietado (I_{agr}) para el intervalo de comportamiento elástico, y es igual al promedio de sus momentos de inercia agrietados a flexión positiva y negativa. Se formularon dos modelos de análisis para cada edificio, uno que tuviera en cuenta la presencia de la losa en las propiedades estructurales de las vigas, y un segundo que ignorará la contribución de la losa a dichas propiedades. La base de las columnas de la planta baja se consideró perfectamente empotrada. Dado las limitaciones del programa DRAIN 2DX (Prakash et al. 1993), se consideró que la rigidez de los elementos estructurales permanece constante durante los análisis estructurales. Cabe mencionar que la rigidez de las columnas de concreto reforzado varía de manera importante en función de la carga axial a la cual se les somete. Sin embargo, algunos investigadores han observado que esta dependencia no afecta de manera importante la predicción que se hace de la respuesta global de marcos momento-resistentes (Kang-Ning, 1989). Quizá la mayor limitante en el modelado utilizado dentro del proyecto de investigación que se reporta radique en el hecho de asumir comportamiento elastoplástico perfecto para los elementos estructurales del marco. De esta manera, se ignoraron algunos aspectos importantes del comportamiento de los elementos dúctiles de concreto reforzado, tal como la degradación de rigidez y el adelgazamiento del ciclo histerético.

Las propiedades estructurales de las vigas y columnas de los edificios utilizados, se presentan en las Figuras 4.33 a la 4.52. El significado de las principales variables consideradas en estas figuras se ilustra en la Figura 4.8. Además, A_g , A_v y I_{agr} denotan el área gruesa, área de corte, e inercia agrietada, respectivamente. Las cantidades se dan en toneladas y metros. Las dimensiones de las secciones transversales de los miembros son las presentadas en el Capítulo 2.

4.4 RESPUESTA ANTE DESPLAZAMIENTO MONOTÓNICAMENTE CRECIENTE

En una primera etapa, se llevaron a cabo una serie de análisis tipo PUSHOVER, que implican la aplicación de estados de deformación lateral monótonamente creciente. En este tipo de análisis, el valor relativo que guardan entre sí las cargas laterales de entrepiso se mantiene constante. En el caso particular de esta tesis, la distribución en altura de las cargas laterales se definió de manera que fuera proporcional a la que se obtuvo durante el análisis modal espectral llevado a cabo durante el diseño de los edificios. Las principales aportaciones de un análisis pushover consisten en proporcionar estimaciones razonables de las características mecánicas globales de los edificios, así como una idea de los mecanismos plásticos resistentes que se desarrollan durante una excitación sísmica intensa.

Las demandas a las que un edificio es sometido bajo sismos de gran intensidad, son función del periodo fundamental de vibración y por tanto, de su rigidez lateral. El modelo analítico de la estructura debe capturar en lo esencial las principales variables y factores que influyen en el valor de esta característica mecánica: interacción suelo-estructura, zonas rígidas, degradación del concreto, presencia de la losa y de muros de mampostería, etc. En particular, en este capítulo se aborda el efecto de la losa.

Con la información resumida en la Tabla 4.1, es posible comentar el efecto de la losa en el periodo fundamental de vibración de los edificios (T) y, en consecuencia, en su rigidez lateral (R). Para interpretar los resultados mostrados, es necesario considerar que el periodo es

inversamente proporcional a la raíz cuadrada de la rigidez lateral. La última columna de la Tabla 4.1 muestra el cociente de la rigidez lateral para los tres edificios. En adelante el subíndice *CL* denota modelos de los edificios con losa y el *SL*, modelos sin losa.

En la penúltima columna de la Tabla 4.1 se muestran los porcentajes de decremento de los periodos al considerar la participación de la losa en la rigidez lateral de los edificios. La contribución de la losa al periodo fundamental de vibración es cada vez menor conforme crece el número de pisos. En particular, esto se debe a que los elementos estructurales tienden a ser más robustos conforme se incrementa el número de pisos de los edificios, resultando en que un mayor porcentaje de la rigidez de la estructura sea aportada por la zona rectangular de la viga.

Edificio	T_{CL} (seg)	T_{SL} (seg)	T_{CL}/T_{SL}	R_{CL}/R_{SL}
E4PCR	0.829	0.913	0.91	1.21
E12PCR	1.442	1.506	0.96	1.09
E20PCR	1.799	1.838	0.98	1.04

A manera de ejemplo considere la Figura 4.9, donde se comparan las dimensiones de vigas ubicadas en el primer piso de los edificios de 4 y 20 pisos. En particular, se comparan las participaciones del área rectangular (A_R) y de la losa (A_{losa}) al área total de la viga (A_{Tot}). Se observa como el porcentaje de participación de la losa disminuye del 46% al 15% conforme se incrementa el número de pisos de 4 a 20. En consecuencia, el porcentaje de decremento de los periodos de un edificio disminuye conforme se incrementa su número de pisos.

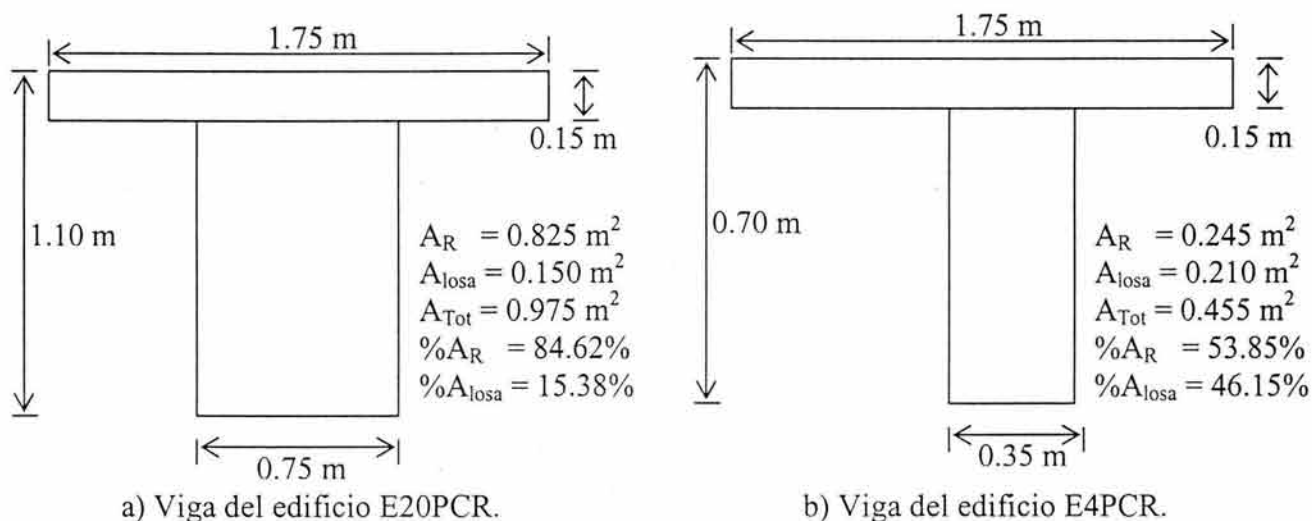


Figura 4.9 Comparación de áreas en vigas ubicadas en el primer piso, edificios de 4 y 20 pisos.

La Figura 4.10 muestra esquemáticamente la comparación a flexión negativa, la mayor influencia que la losa tiene en las características mecánicas de los elementos estructurales se presenta cuando la losa se encuentra trabajando a flexión negativa. Mientras la Figura 4.11 establece las bases de comparación a flexión positiva, las comparaciones que se dan a continuación contemplan las secciones explicadas anteriormente.

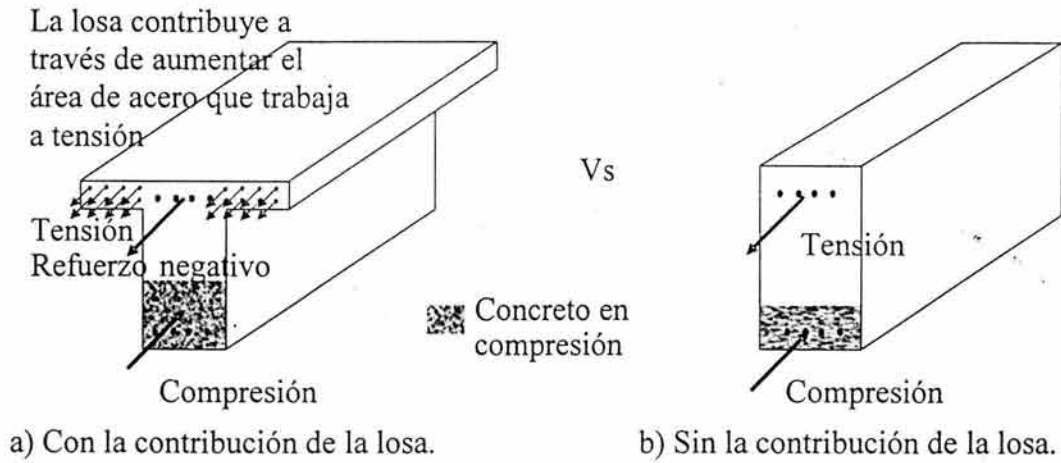


Figura 4.10 Comparación a flexión negativa.

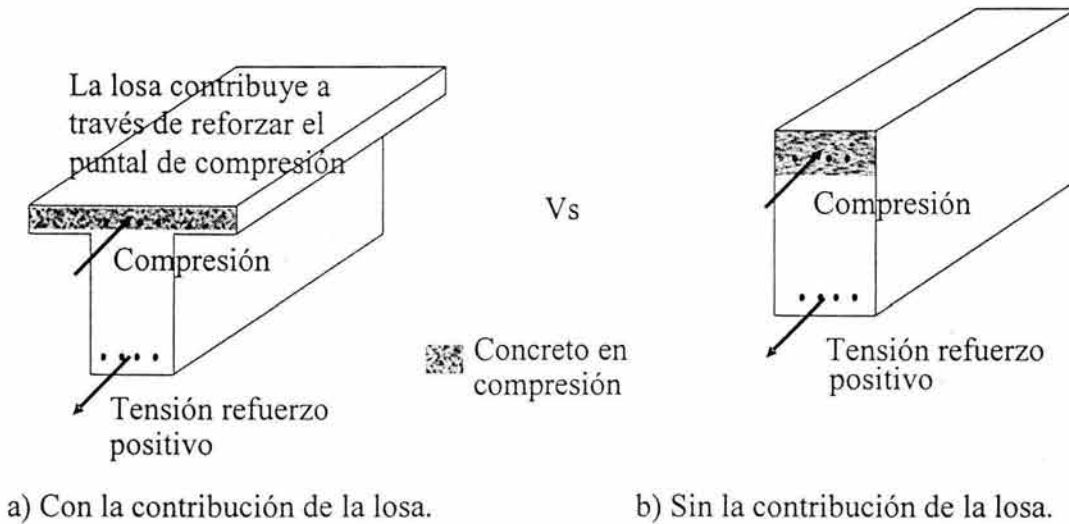
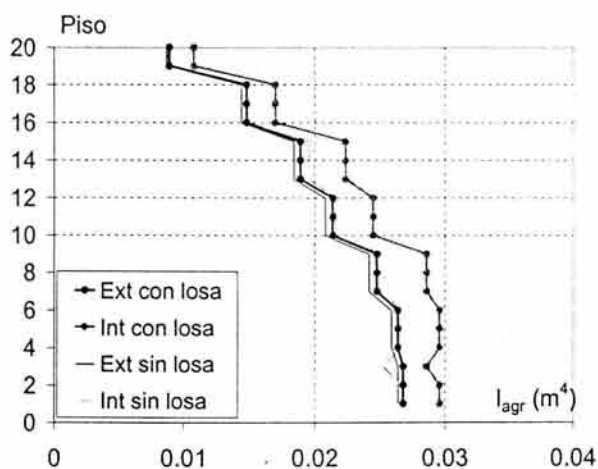


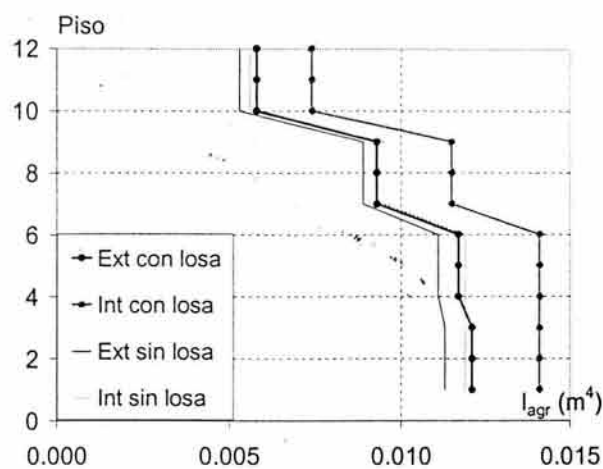
Figura 4.11 Comparación a flexión positiva.

En el ámbito local, la losa no afecta en la misma proporción la rigidez lateral de las vigas en los diferentes pisos. Mientras la losa es igual en todos los entrepisos, las dimensiones de las vigas y su armado longitudinal tienden a reducirse conforme se avanza de los pisos inferiores a los pisos superiores (ver Tabla 2.3 y Figuras de 2.14 a 2.18 y 2.24 a 2.26). Por tanto, y como se muestra en la Figura 4.12, el impacto de la losa en la rigidez de las vigas tiende a ser más importante en los pisos superiores, (Figura 4.12d). La notación es la siguiente: I_{agr} denota el momento de inercia

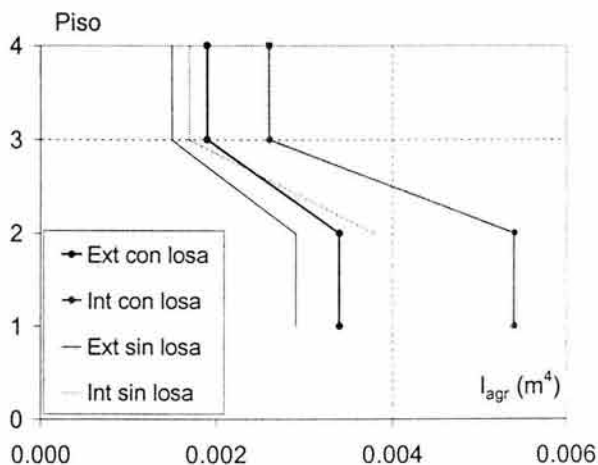
agrietado de una viga. La relación I_{CL}/I_{SL} corresponde al cociente de los momentos de inercia correspondientes a las vigas con losa y sin losa respectivamente. En adelante, Ext denota las vigas correspondientes a los marcos externos, mientras que Int hace lo propio para los marcos internos. La Figura 4.12 muestra claramente como la losa tiene un mayor impacto en la rigidez de las vigas en los edificios con pocos niveles, y este impacto tiende a ser de mayor consecuencia en los pisos superiores.



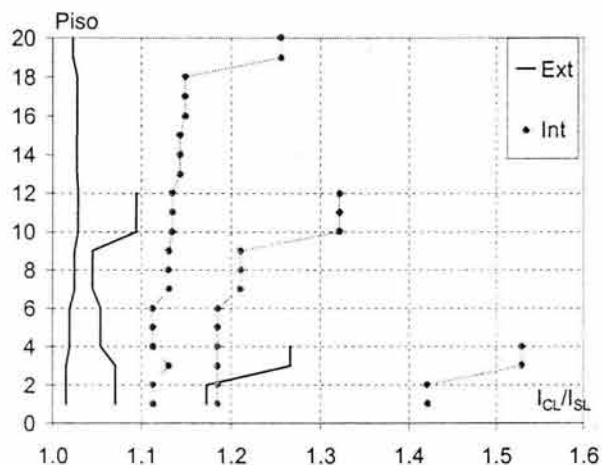
a) Edificio de 20 pisos



b) Edificio de 12 pisos



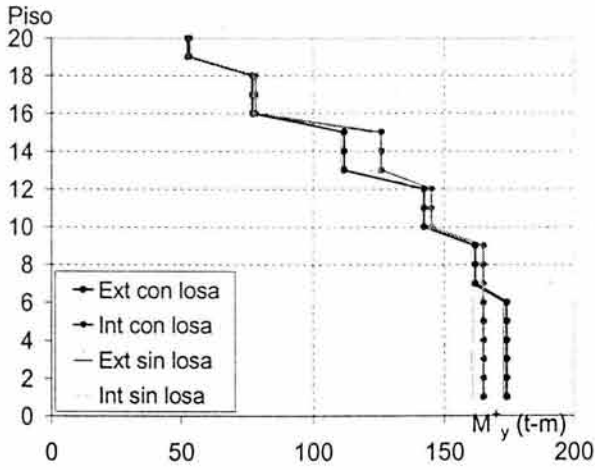
c) Edificio de 4 pisos



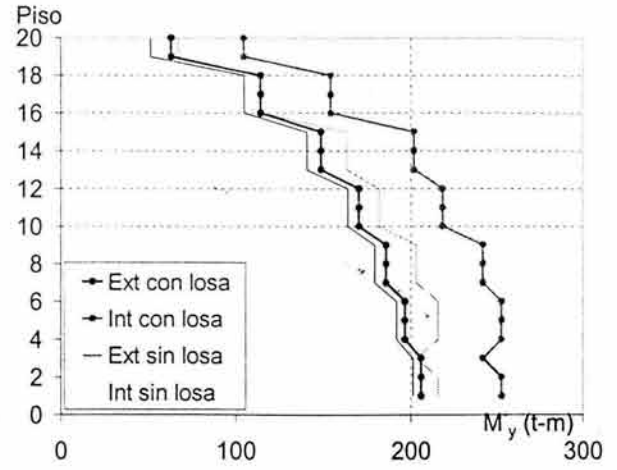
d) Cocientes de momentos de inercia.

Figura 4.12 Momentos de inercia agrietada (I_{agr})

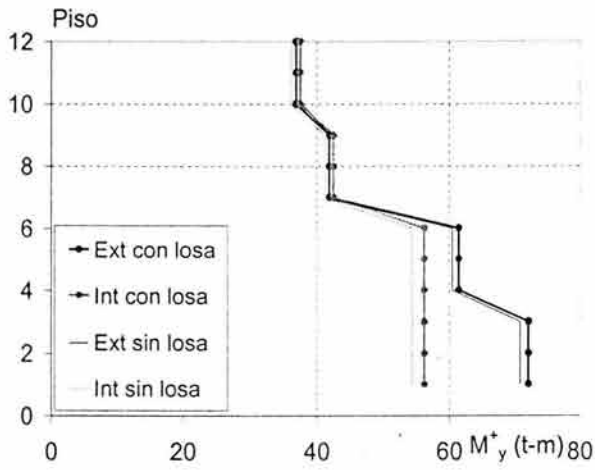
La losa de entrepiso también afecta la *resistencia lateral* de los edificios. En un nivel local, la losa influye directamente en los momentos de fluencia de las vigas, principalmente en los negativos (M_y). En contraste, el efecto de la losa en los momentos positivos (M_y^+) no suele ser muy importante. La Figura 4.13 muestra la participación de la losa en la resistencia de las vigas de los edificios. Un aspecto sobresaliente es el hecho de que para edificios pequeños existe una diferencia significativa entre momentos negativos y positivos, y que esta diferencia disminuye considerablemente conforme aumenta el número de pisos.



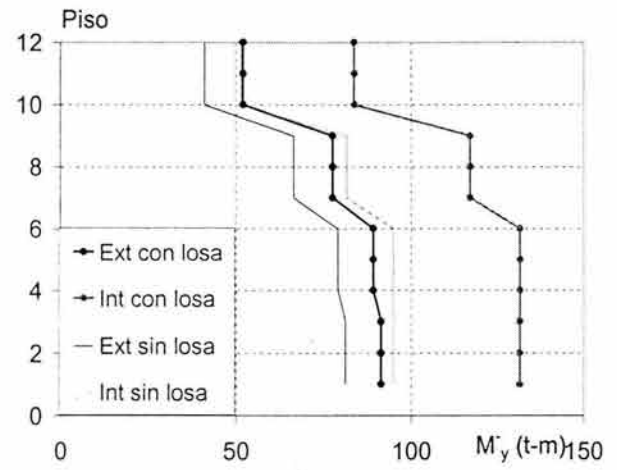
a) Edificio de 20 pisos, M_y^+ .



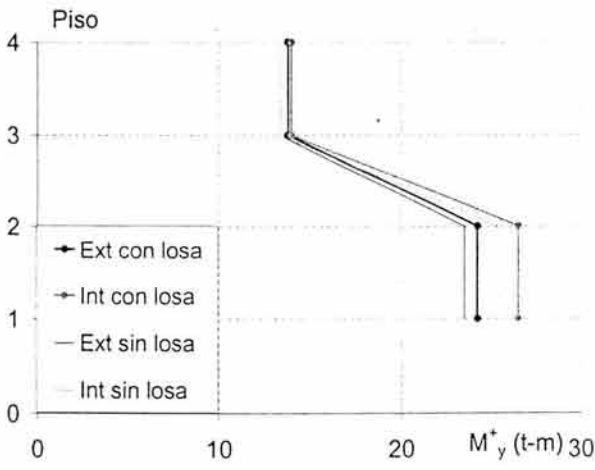
b) Edificio de 20 pisos, M_y^- .



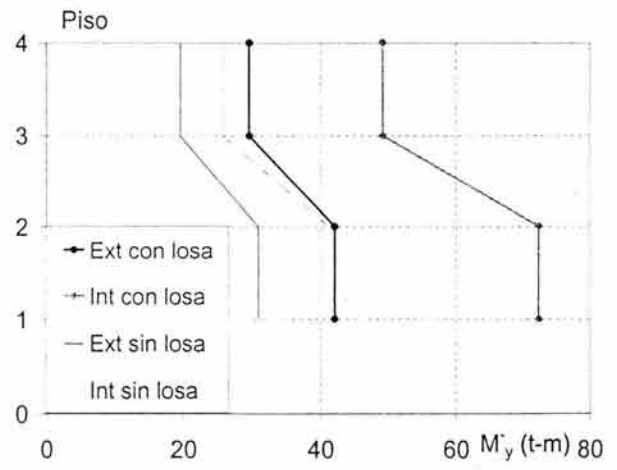
c) Edificio de 12 pisos, M_y^+ .



d) Edificio de 12 pisos, M_y^- .



e) Edificio de 4 pisos, M_y^+ .



f) Edificio de 4 pisos, M_y^- .

Figura 4.13 Distribución de resistencia (M_y) de los edificios.

Mientras para los momentos positivos la influencia de la losa es menor al 5% (Figura 4.14a), el momento negativo puede llegar a incrementarse hasta un 90% (Figura 4.14b). Puede observarse que los mayores porcentajes de participación de la losa son para edificios pequeños, y que dicha participación es menor conforme se incrementa el número de pisos. Para explicar esto, considere que las demandas de momento flexionante en las vigas de los edificios tienden a incrementarse con su número de pisos, y que el mayor armado longitudinal de las vigas en los edificios altos hace que la contribución de la losa tienda a ser menos importante.

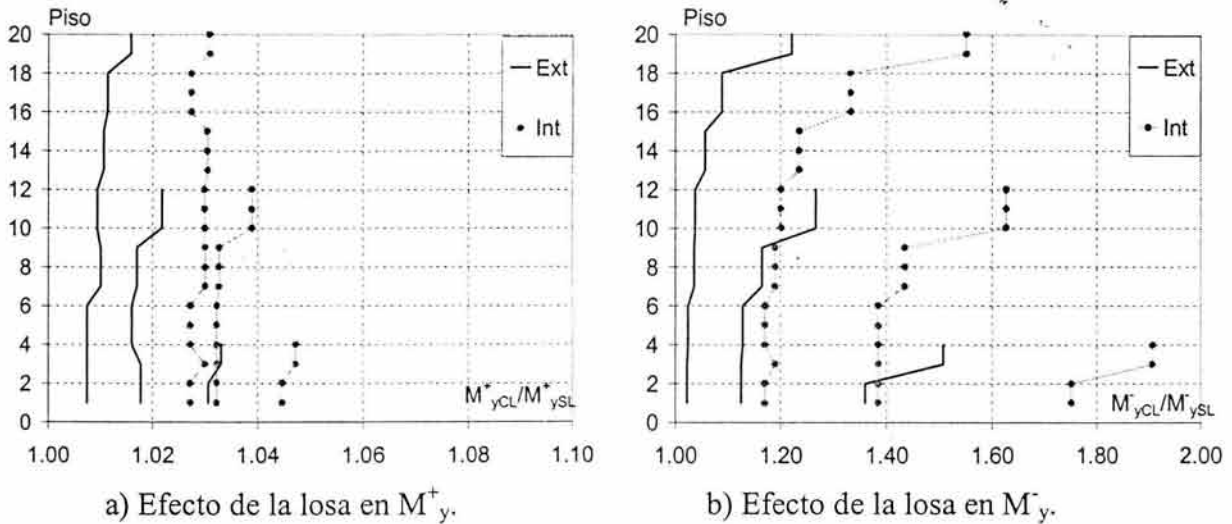


Figura 4.14 Cocientes de los momentos de fluencia.

La Tabla 4.2 resume el efecto de la losa en el cortante basal (V_b) y la sobrerresistencia (R_w) de los edificios. Despreciar la contribución de la losa resulta en subestimar el cortante basal de los edificios en 5%, 12% y 20% para los edificios de 20, 12 y 4 pisos respectivamente. Dada la sensibilidad de la respuesta dinámica de una estructura a su resistencia lateral, y que esta característica puede estimarse con precisión razonable, los resultados resumidos en la Tabla 4.2 sugieren que es relevante considerar la presencia de la losa durante la determinación de la resistencia lateral de edificios de concreto reforzado de baja y mediana altura.

Tabla 4.2. Efecto de la losa en la resistencia lateral de los edificios						
Edificio	V_b de diseño (t)	Modelo con losa		Modelo sin losa		V_{bSL} / V_{bCL}
		V_{bCL} (t)	R_{wCL}	V_{bSL} (t)	R_{wSL}	
E4PCR	133.4	382	2.86	305	2.29	0.80
E12PCR	423.3	820	1.94	726	1.72	0.88
E20PCR	1063.1	2085	1.96	1990	1.87	0.95

Otra característica mecánica relevante afectada por la presencia de la losa es la *capacidad última de deformación* de los edificios. El estudio de las capacidades de deformación última a nivel local (rotaciones) arroja algunas situaciones interesantes. Las Figuras 4.15 a 4.17 muestran los valores de la capacidad de rotación última de las vigas de los edificios. Del lado izquierdo de cada viga se muestra la capacidad rotacional para el modelado de las vigas que no incluye la losa, y del lado derecho, la capacidad rotacional de las vigas con losa. Los valores mostrados arriba de las vigas corresponden a la capacidad rotacional última negativa (θ_u^-) y los mostrados abajo a la capacidad última positiva (θ_u^+).

	Sin losa	Con losa	Sin losa	Con losa	Sin losa	Con losa
4	$\theta_u^- = 0.011$ $\theta_u^+ = 0.042$	$\theta_u^- = 0.021$ $\theta_u^+ = 0.061$	$\theta_u^- = 0.031$ $\theta_u^+ = 0.042$	$\theta_u^- = 0.021$ $\theta_u^+ = 0.061$	$\theta_u^- = 0.011$ $\theta_u^+ = 0.042$	$\theta_u^- = 0.021$ $\theta_u^+ = 0.061$
			Exterior			
3	$\theta_u^- = 0.011$ $\theta_u^+ = 0.042$	$\theta_u^- = 0.021$ $\theta_u^+ = 0.061$	$\theta_u^- = 0.031$ $\theta_u^+ = 0.042$	$\theta_u^- = 0.021$ $\theta_u^+ = 0.061$	$\theta_u^- = 0.011$ $\theta_u^+ = 0.042$	$\theta_u^- = 0.021$ $\theta_u^+ = 0.061$
2	$\theta_u^- = 0.029$ $\theta_u^+ = 0.036$	$\theta_u^- = 0.021$ $\theta_u^+ = 0.052$	$\theta_u^- = 0.029$ $\theta_u^+ = 0.036$	$\theta_u^- = 0.021$ $\theta_u^+ = 0.052$	$\theta_u^- = 0.029$ $\theta_u^+ = 0.036$	$\theta_u^- = 0.021$ $\theta_u^+ = 0.052$
1	$\theta_u^- = 0.029$ $\theta_u^+ = 0.036$	$\theta_u^- = 0.021$ $\theta_u^+ = 0.052$	$\theta_u^- = 0.029$ $\theta_u^+ = 0.036$	$\theta_u^- = 0.021$ $\theta_u^+ = 0.052$	$\theta_u^- = 0.029$ $\theta_u^+ = 0.036$	$\theta_u^- = 0.021$ $\theta_u^+ = 0.052$

a) Marco exterior.

	Sin losa	Con losa	Sin losa	Con losa	Sin losa	Con losa
4	$\theta_u^- = 0.025$ $\theta_u^+ = 0.042$	$\theta_u^- = 0.012$ $\theta_u^+ = 0.067$	$\theta_u^- = 0.025$ $\theta_u^+ = 0.042$	$\theta_u^- = 0.012$ $\theta_u^+ = 0.067$	$\theta_u^- = 0.025$ $\theta_u^+ = 0.042$	$\theta_u^- = 0.012$ $\theta_u^+ = 0.067$
			Interior			
3	$\theta_u^- = 0.031$ $\theta_u^+ = 0.042$	$\theta_u^- = 0.021$ $\theta_u^+ = 0.061$	$\theta_u^- = 0.031$ $\theta_u^+ = 0.042$	$\theta_u^- = 0.021$ $\theta_u^+ = 0.061$	$\theta_u^- = 0.031$ $\theta_u^+ = 0.042$	$\theta_u^- = 0.021$ $\theta_u^+ = 0.061$
2	$\theta_u^- = 0.031$ $\theta_u^+ = 0.042$	$\theta_u^- = 0.021$ $\theta_u^+ = 0.061$	$\theta_u^- = 0.031$ $\theta_u^+ = 0.042$	$\theta_u^- = 0.021$ $\theta_u^+ = 0.061$	$\theta_u^- = 0.031$ $\theta_u^+ = 0.042$	$\theta_u^- = 0.021$ $\theta_u^+ = 0.061$
1	$\theta_u^- = 0.029$ $\theta_u^+ = 0.036$	$\theta_u^- = 0.021$ $\theta_u^+ = 0.052$	$\theta_u^- = 0.029$ $\theta_u^+ = 0.036$	$\theta_u^- = 0.021$ $\theta_u^+ = 0.052$	$\theta_u^- = 0.029$ $\theta_u^+ = 0.036$	$\theta_u^- = 0.021$ $\theta_u^+ = 0.052$

b) Marco interior.

Figura 4.15 Capacidades rotacionales para el edificio E4PCR.

Para el edificio de cuatro pisos modelado sin losa (E4PCR, Figura 4.15), prácticamente no existe diferencia entre los valores de θ_u^- correspondientes a los marcos interiores y exteriores. Esto se debe a que no existen diferencias de importancia entre las cuantías de acero longitudinal en ambos marcos, que por lo general corresponden a la cuantía mínima de acero. Algo similar ocurre para los valores de θ_u^+ . Cuando se considera la aportación de la losa, se observan las mismas tendencias, aunque con valores diferentes; es decir, los valores de θ_u^- disminuyen aproximadamente en 30%, mientras que los de θ_u^+ aumentan en 45%.

Para el edificio de 12 pisos modelado sin losa (E12PCR, Figura 4.16), las diferencias entre los valores de θ_u^- correspondientes a marcos interiores y exteriores ya son apreciables. Esto se debe al incremento del acero longitudinal negativo (aumentan las demandas de resistencia) en los marcos interiores, lo que se refleja en menores valores de θ_u^- en estos marcos. Los valores de θ_u^+ siguen la tendencia contraria, ya que aumentan en los marcos interiores hasta en 20%. Una vez que se considera el efecto de la losa, la reducción del valor de θ_u^- en los marcos interiores es de mayor importancia que en los marcos exteriores. El porcentaje de reducción tiende a disminuir para las vigas ubicadas en los pisos inferiores. En particular, dicho porcentaje va de 26 a 37% en marcos interiores, y de 11 a 22% en marcos exteriores. En cuanto a los valores de θ_u^+ , el porcentaje de incremento sigue un patrón similar, esto es, disminuye de las vigas ubicadas en los pisos superiores respecto a aquellas ubicadas en los pisos inferiores. El porcentaje de incremento en marcos interiores va de 73 a 85% y en marcos exteriores de 17 a 31%.

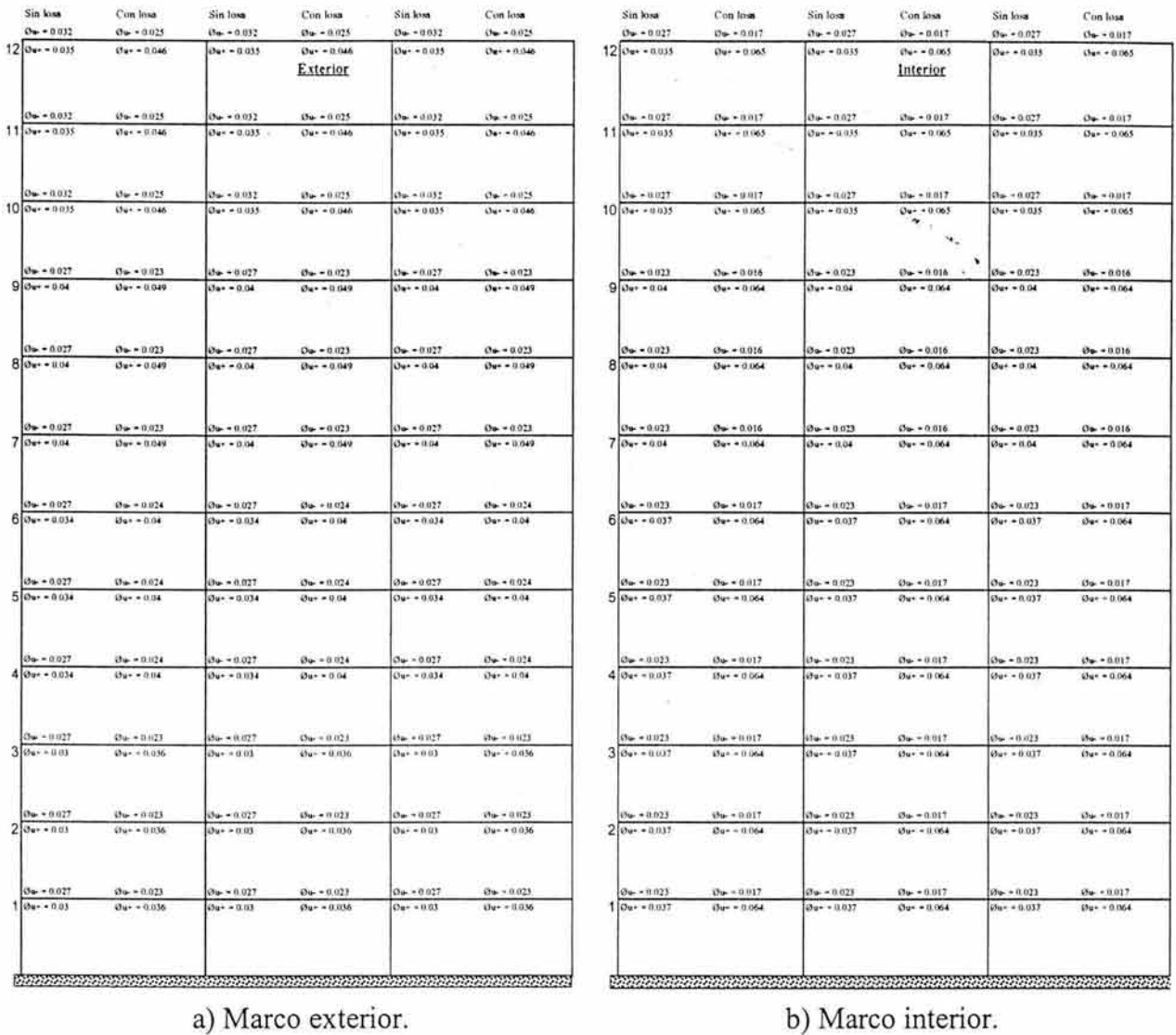
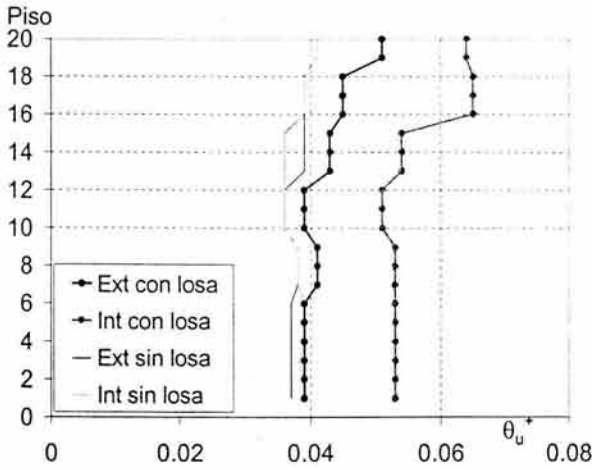
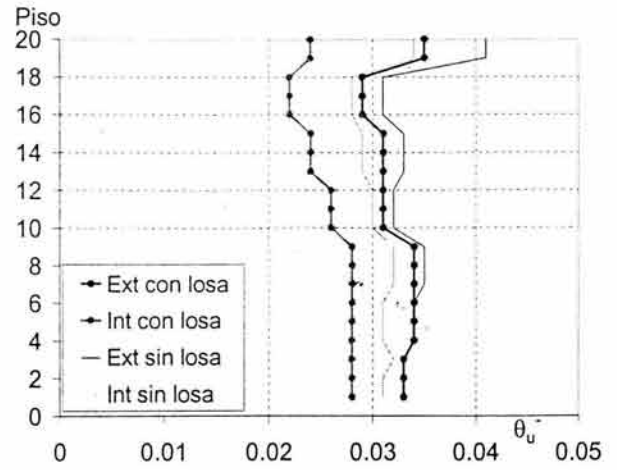


Figura 4.16 Capacidades rotacionales para el edificio E12PCR.

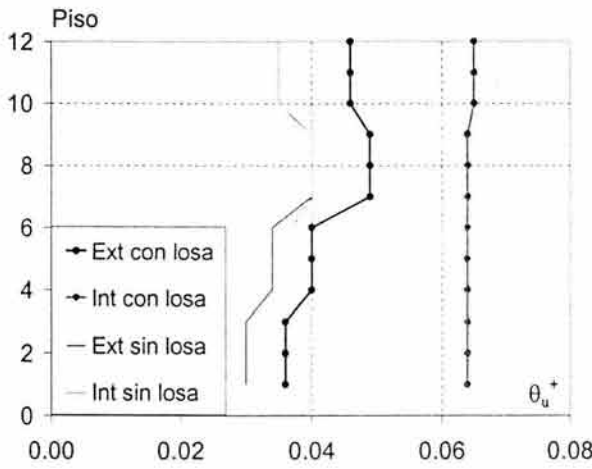
Para el edificio de 20 pisos modelado sin losa (E20PCR, Figura 4.17), la diferencias de θ_{u-} entre marcos interiores y exteriores no es apreciable, esto como consecuencia de la similitud del armado en ambos marcos. Algo similar ocurre para los valores de θ_{u+} . Cuando se toma en consideración la aportación de la losa, la reducción del valor de θ_{u-} en los marcos interiores es de mayor importancia que en los marcos exteriores. El porcentaje de reducción tiende a disminuir para las vigas ubicadas en los pisos inferiores. En particular, dicho porcentaje va de 10 a 29% en marcos interiores, y de 0 a 14% en marcos exteriores. En cuanto a los valores de θ_{u+} , el porcentaje de incremento sigue un patrón similar, esto es, disminuye de las vigas ubicadas en los pisos superiores a aquellas ubicadas en los pisos inferiores. El porcentaje de incremento en marcos interiores va de 36 a 67% y en marcos exteriores de 5 a 24%.



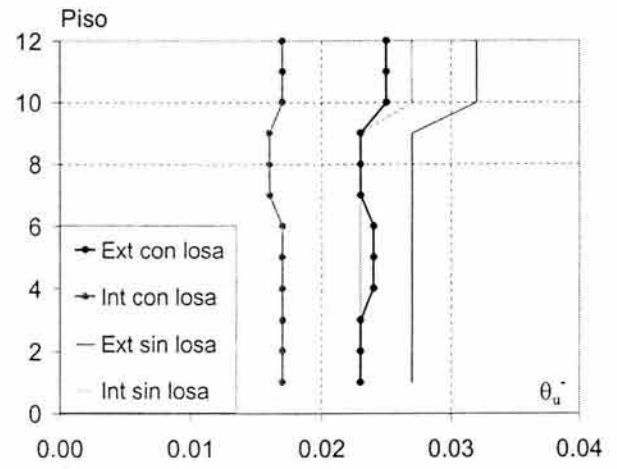
a) Capacidad de rotación positiva, E20PCR.



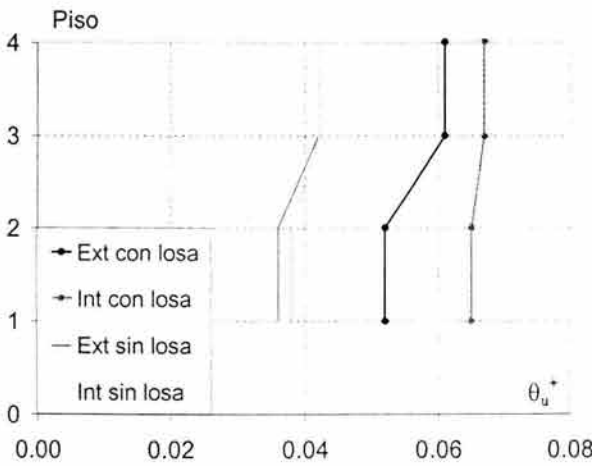
b) Capacidad de rotación negativa, E20PCR.



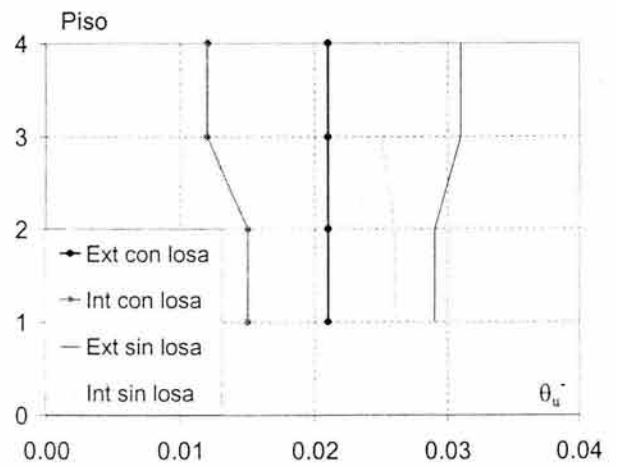
c) Capacidad de rotación positiva, E12PCR.



d) Capacidad de rotación negativa, E12PCR.



e) Capacidad de rotación positiva, E4PCR.



f) Capacidad de rotación negativa, E4PCR.

Figura 4.18 Capacidades de rotación última para todos los edificios.

La Figura 4.19 resume la importancia de la losa en las capacidades de rotación de las vigas de los edificios. Para las capacidades de rotación positiva, la contribución de la losa resulta benéfica. En los marcos internos de los edificios, se alcanzan aumentos de hasta el 45% para edificios de pocos niveles y de 5% para edificios de muchos niveles. En cuanto a la capacidad última de rotación negativa, que define la capacidad última de deformación de los edificios, la presencia de losa resulta perjudicial, ya que dicha rotación disminuye en 25% para edificios de pocos niveles. En caso de edificios de varios niveles, la presencia de la losa tiene poco efecto en la capacidad de rotación negativa. Lo anterior enfatiza la importancia de considerar la losa durante le estimación de la capacidad de deformación última de edificios con pocos niveles.

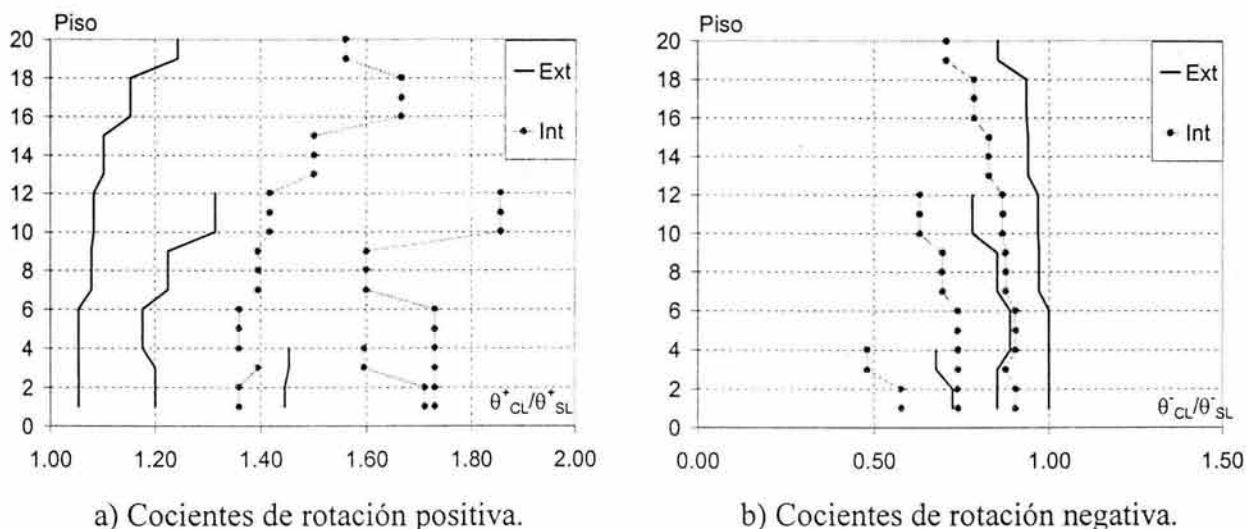


Figura 4.19 Cocientes de las capacidades de rotación última.

La Tabla 4.3 resume el efecto de la losa en la capacidad última de deformación de los edificios (ver también Figura 4.20). Esta capacidad se caracteriza por medio del desplazamiento último de azotea (δ_u), y la ductilidad última global (μ_u), definida como δ_u / δ_y (donde δ_y es el desplazamiento de fluencia de azotea). La presencia de la losa resulta en reducciones que van desde el 29% de δ_u para el edificio de cuatro pisos hasta 9% del mismo para el edificio de 20 pisos. Como en el caso de la rigidez y resistencia laterales, la influencia de la losa en la capacidad última de deformación de un edificio disminuye conforme crece su número de pisos.

Tabla 4.3 Efecto de la losa en la capacidad última de deformación de los edificios.							
Edificio	Modelo con losa			Modelo sin losa			$\delta_{uCL} / \delta_{uSL}$
	δ_{yel} (cm)	δ_{uCL} (cm)	μ_{uCL}	δ_{ySL} (cm)	δ_{uSL} (cm)	μ_{uSL}	
E4PCR	7	27	3.9	7	38	5.4	0.71
E12PCR	14	55	3.9	14	69	4.9	0.80
E20PCR	25	126	5.0	25	139	5.6	0.91

La Figura 4.20 muestra la contribución de la losa a la rigidez de las vigas no tiene un impacto importante en la rigidez lateral elástica de los edificios en estudio. Conclusiones similares pueden derivarse de la comparación de los periodos presentados en la Tabla 4.1. Puede notarse además que la diferencia de la rigidez lateral derivada de los modelos con y sin losa

tiende a incrementarse conforme el número de pisos del edificio se reduce. Así mismo puede notarse el impacto de la losa en la capacidad última de deformación, y en consecuencia en la ductilidad global de los edificios.

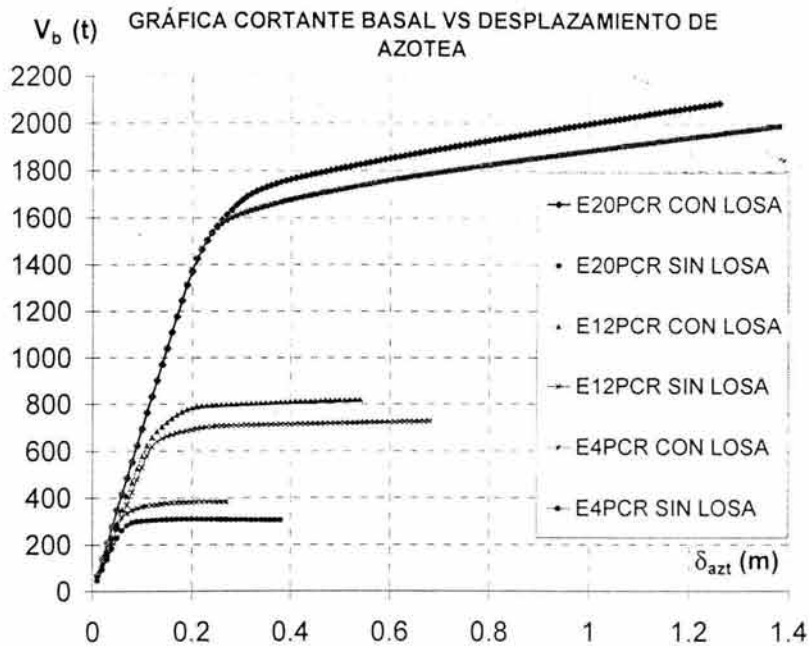
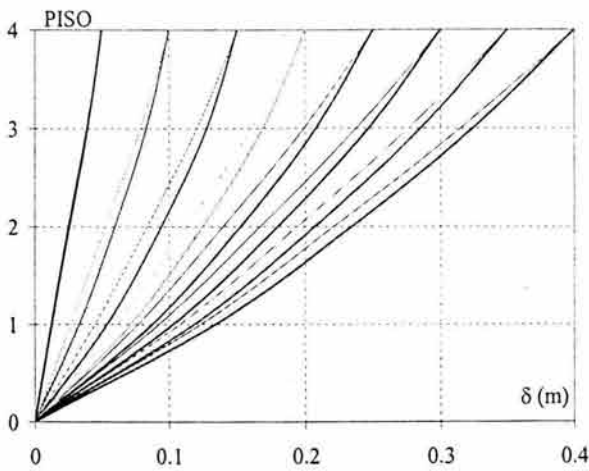


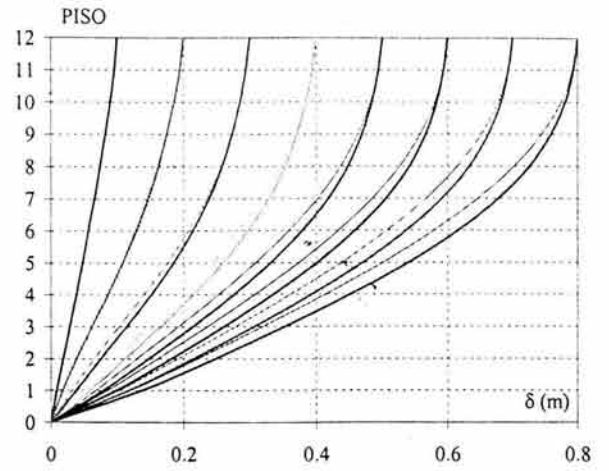
Figura 4.20 Efecto la losa en la resistencia lateral y ductilidad de la estructura.

A diferencia de lo que ocurre con la rigidez lateral, el efecto de la losa tiende a ser importante para la resistencia lateral de los edificios. Se aprecia el incremento del cortante basal en los edificios debido a la presencia de la losa, tiende a incrementarse conforme se reduce su número de pisos. En particular, la cuantía de acero en las vigas tiende a reducirse conforme se reduce el número de pisos del edificio, de tal manera que la contribución del acero de la losa tiene un impacto mayor en las vigas del edificio de cuatro pisos.

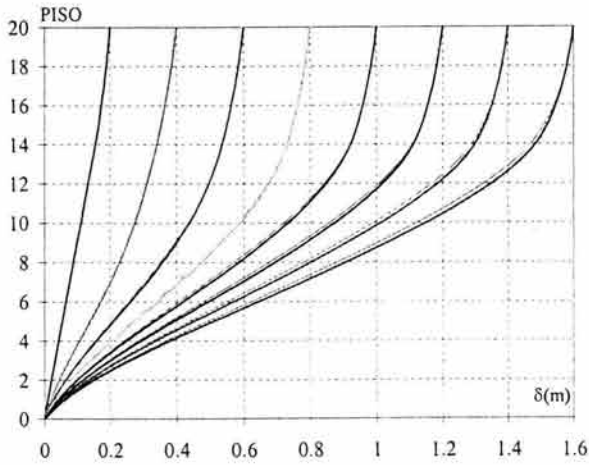
Otro punto a tratar en cuanto a la presencia de la losa es su efecto en la *distribución de deformaciones en altura*. Para discutirlo, se presentan en la Figura 4.21 las distribuciones en altura de desplazamiento lateral (δ) y distorsiones de entrepiso (*IDI*) para los tres edificios. Es importante notar como las distribuciones que se presentan han sido obtenidas a partir de análisis tipo pushover para diferentes valores de desplazamiento de azotea, y las distribuciones de distorsión que se presentan en la Figura 4.21 corresponden a algunas de las distribuciones de desplazamiento lateral para no saturar las instantáneas, mostradas en la misma figura, las líneas gruesas corresponden a tomar la contribución de la losa, mientras que las líneas delgadas corresponden a no considerar tal contribución.



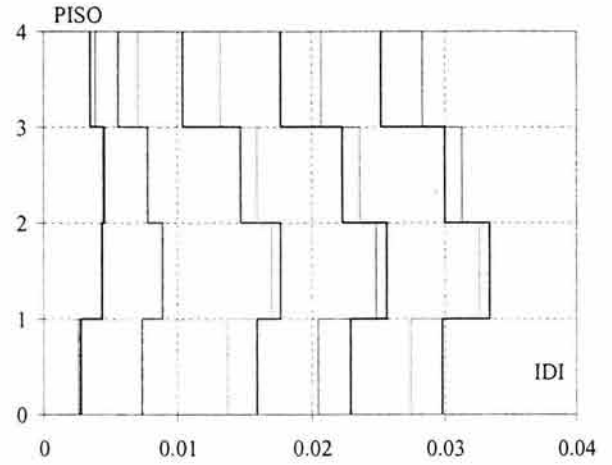
a) Desplazamientos, E4PCR.



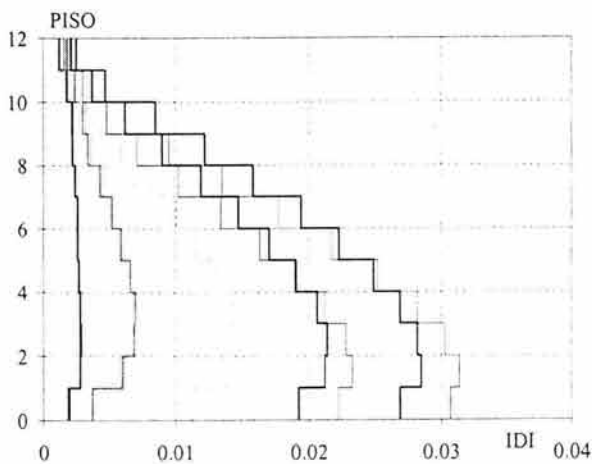
b) Desplazamientos, E12PCR.



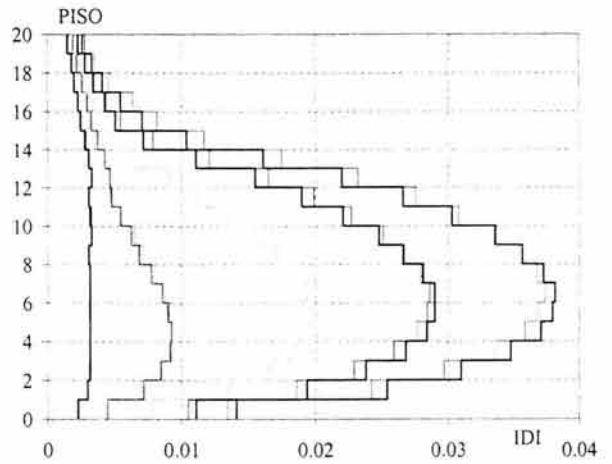
c) Desplazamientos, E20PCR.



d) Distorsiones, E4PCR.



e) Distorsiones, E12PCR.



f) Distorsiones, E20PCR.

Figura 4.21 Distribución de desplazamientos (δ) y distorsiones (IDI) de los edificios.

En la Figura 4.21 se muestran las distribuciones de desplazamiento para los tres edificios. Las gráficas corresponden a incrementos de desplazamiento de azotea de 5 cm para el edificio de cuatro pisos; de 10 cm para el de 12 pisos; y de 20 cm para el de 20 pisos. El último valor de desplazamiento de azotea utilizado con este fin, se estableció de tal manera que se cubra el desplazamiento último global de los edificios (Tabla 4.2). Las líneas gruesas corresponden a los modelos con losa, y las delgadas a los modelos sin losa.

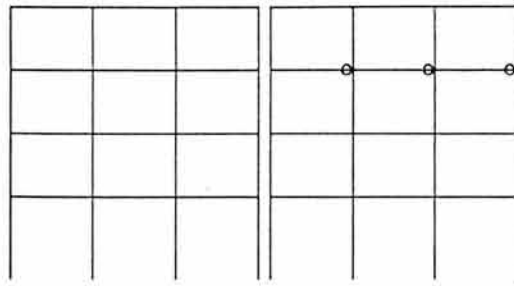
La distribución de desplazamientos es prácticamente lineal para el edificio de cuatro pisos. Conforme crece el número de pisos, se acentúa una concentración de desplazamiento lateral en los pisos inferiores de los edificios, de tal manera que se aprecia una distribución poco uniforme en distorsiones de entrepiso para el edificio de 20 pisos.

En cuanto se toma en cuenta la contribución de la losa, puede notarse que existe una marcada tendencia a que exista mayor concentración de deformación lateral y distorsión de entrepiso en los pisos inferiores de los edificios. Esta tendencia es de mayor importancia en el edificio de cuatro niveles, y llega a ser muy poco notoria para el edificio de 20 pisos. También puede notarse, el efecto de la losa es casi imperceptible en los tres edificios mientras estos se encuentran en su intervalo elástico de comportamiento. Una vez que los edificios incurren en comportamiento plástico, el efecto de la losa se vuelve notorio. Puede concluirse a partir de esto, el efecto de la losa en la distribución de deformación lateral en altura se da a partir de la resistencia extra no uniforme en altura que aporta a las vigas, y no a partir de la rigidez extra que aporta a las mismas.

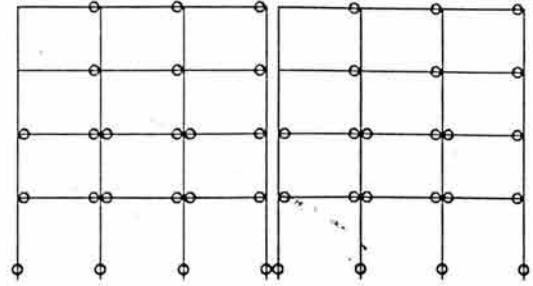
En lo que respecta a las distorsiones, note que la demanda de distorsión de entrepiso en los pisos superiores para un desplazamiento de azotea dado, disminuye cuando se considera la presencia de la losa. Lo contrario ocurre con las demandas de distorsión en los pisos inferiores. Puede concluirse que la losa protege más a los pisos superiores (que no lo necesitan) que a los pisos inferiores (que si lo requieren).

Las Figuras 4.22 a 4.27, muestran la evolución del *mecanismo plástico* de los edificios conforme se incrementa su estado de deformación lateral a partir de un análisis tipo pushover. Mientras que la primera instantánea presentada en cada figura corresponde a la aparición de articulaciones plásticas en las vigas, el último estado que se muestra corresponde a la falla de por lo menos 30% de las vigas en el entrepiso crítico. La falla de las vigas se define cuando su rotación plástica excede su capacidad última de rotación (lo que para los edificios aquí considerados ocurre para rotación negativa).

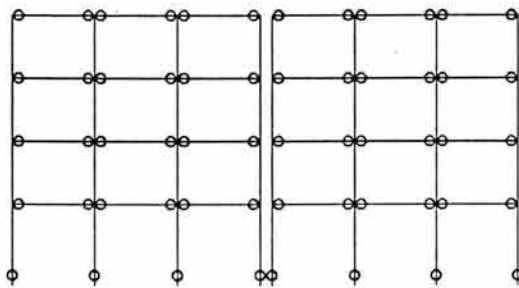
En cuanto al mecanismo plástico que desarrollan los edificios, la presencia de la losa tiene un impacto relativamente pequeño en cuanto a la secuencia de formación de las articulaciones plásticas, y del mecanismo plástico que los edificios exhiben en el momento de alcanzar su deformación última. Si acaso, y como consecuencia de la mayor aportación de la losa a las características mecánicas de los pisos superiores, puede decirse que los pisos superiores en los modelos considerando la losa tienden a exhibir menos articulaciones plásticas que en los modelos que no la consideran.



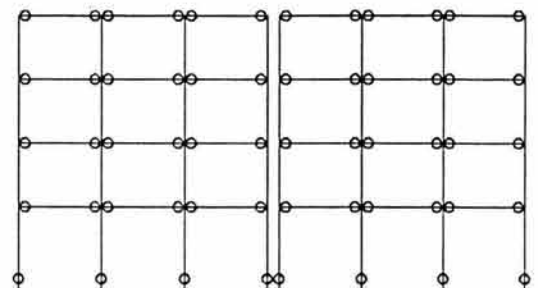
a) Desplazamiento de 5 cm



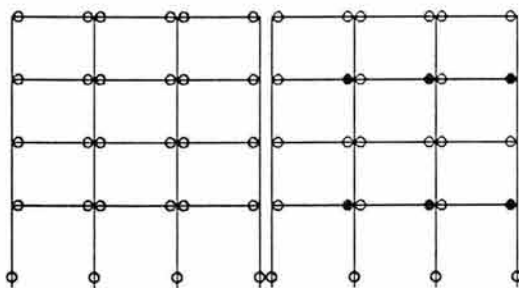
b) Desplazamiento de 10 cm



c) Desplazamiento de 20 cm



d) Desplazamiento de 30 cm



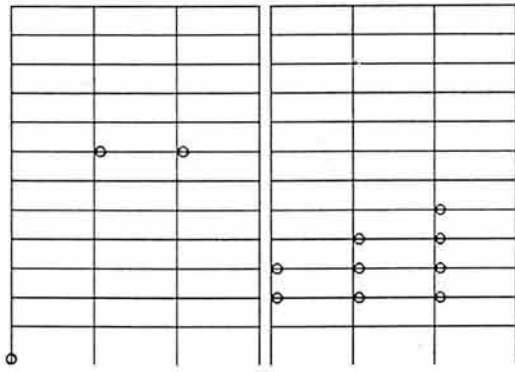
e) Desplazamiento de 38 cm

Articulaciones:

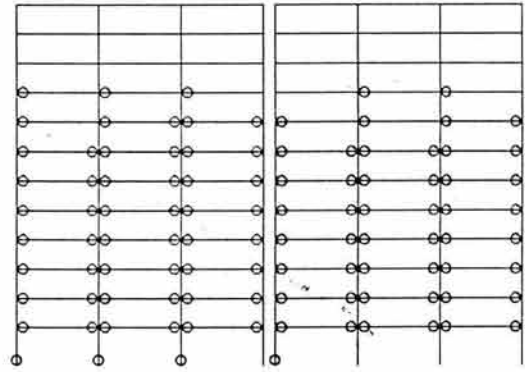
○ Con capacidad rotacional.

● Sin capacidad rotacional.

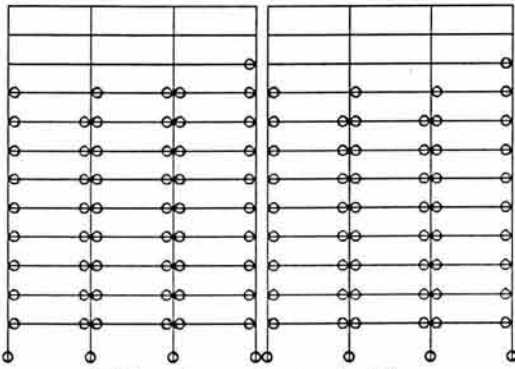
Figura 4.22 Formación de las articulaciones plásticas para E4PCR sin losa.



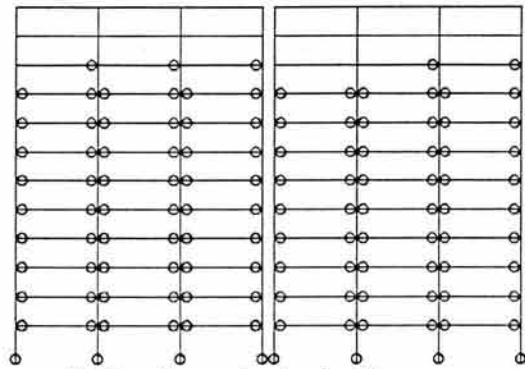
a) Desplazamiento de 11 cm.



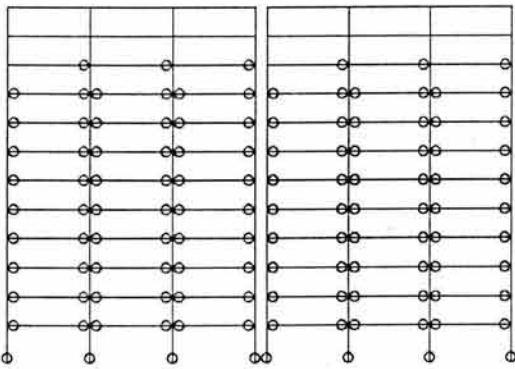
b) Desplazamiento de 20 cm.



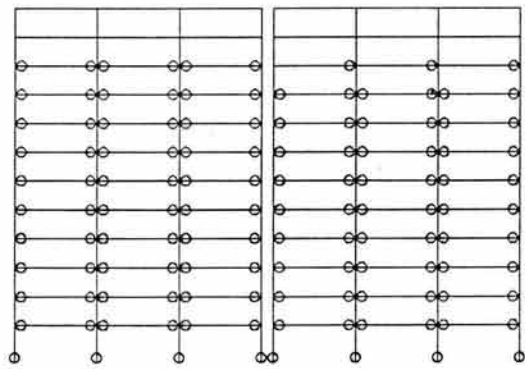
c) Desplazamiento de 30 cm



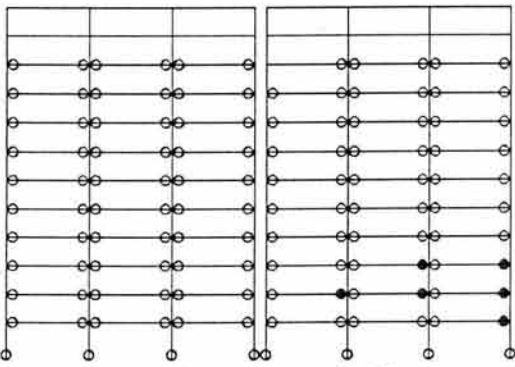
d) Desplazamiento de 40 cm



e) Desplazamiento de 50 cm

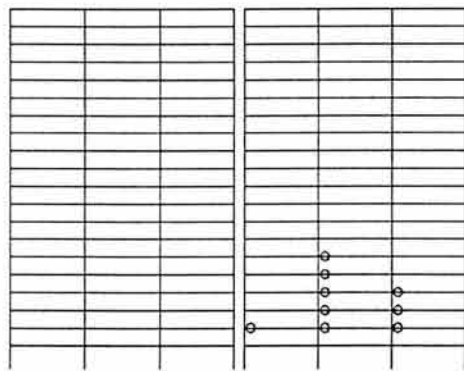


f) Desplazamiento de 60 cm

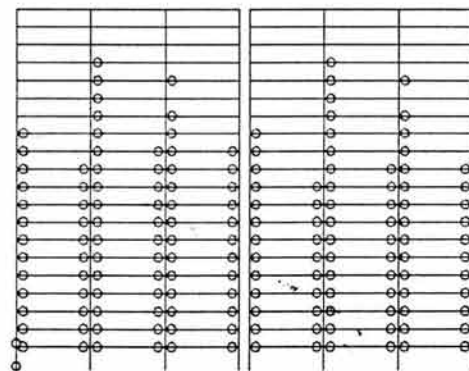


g) Desplazamiento de 69 cm

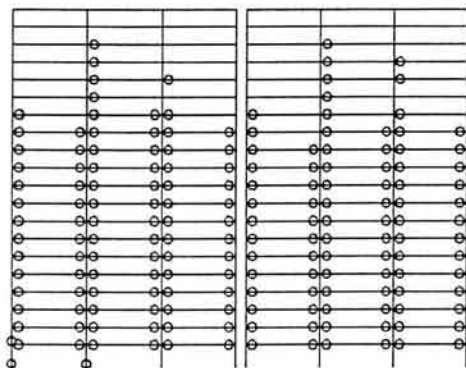
Figura 4.23 Formación de las articulaciones plásticas para E12PCR sin losa.



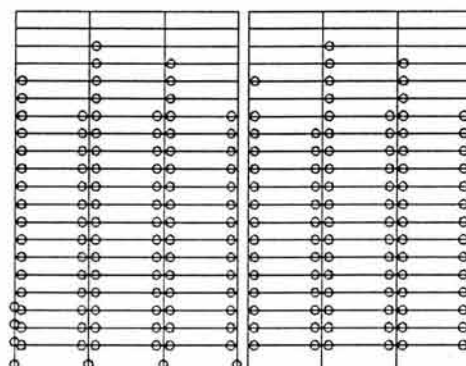
a) Desplazamiento de 19 cm



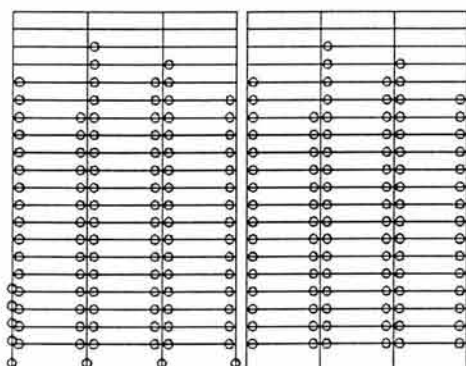
b) Desplazamiento de 40 cm



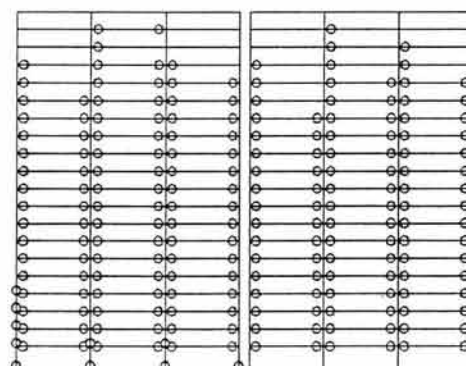
c) Desplazamiento de 60 cm



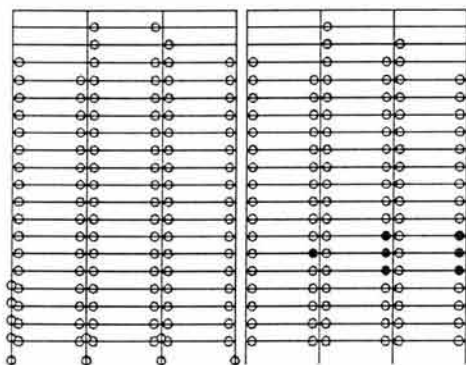
d) Desplazamiento de 80 cm



e) Desplazamiento de 100 cm

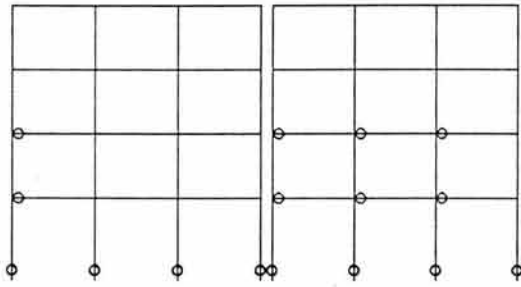


f) Desplazamiento de 120 cm

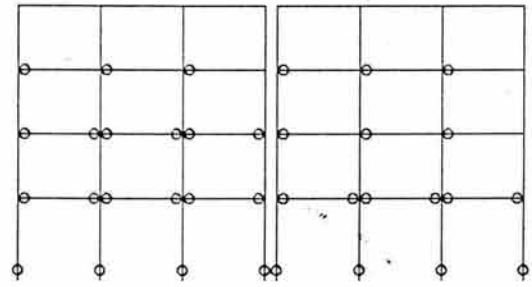


g) Desplazamiento de 139 cm

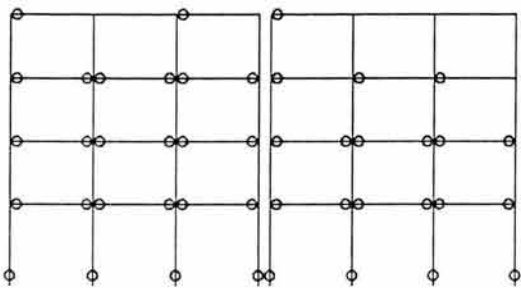
Figura 4.24 Formación de las articulaciones plásticas para E20PCR sin losa.



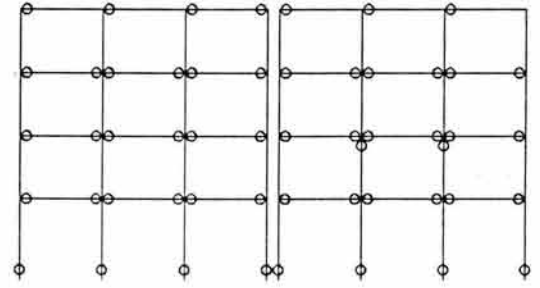
a) Desplazamiento de 6 cm.



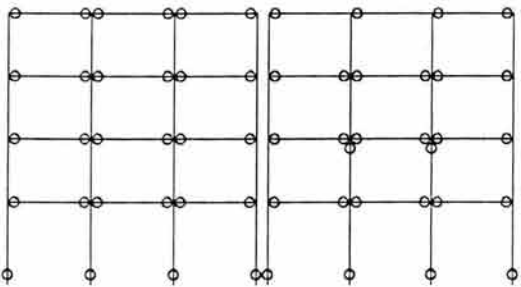
b) Desplazamiento de 10 cm.



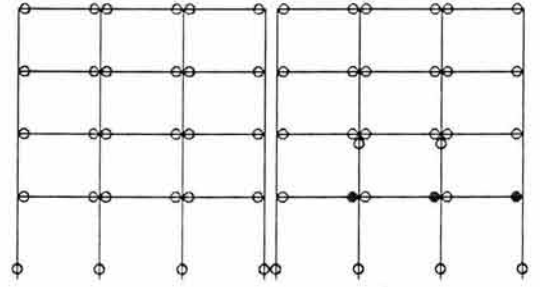
c) Desplazamiento de 15 cm.



d) Desplazamiento de 20 cm.

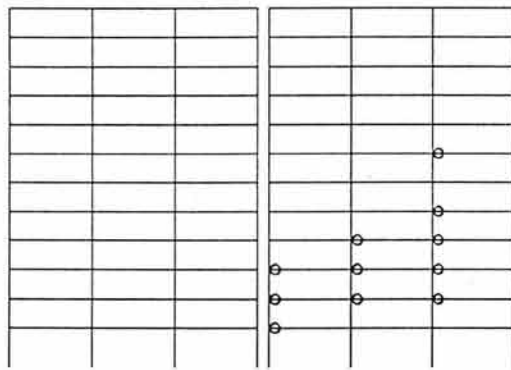


e) Desplazamiento de 25 cm.

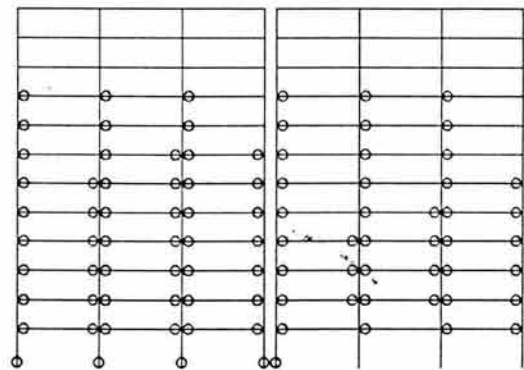


f) Desplazamiento de 27 cm.

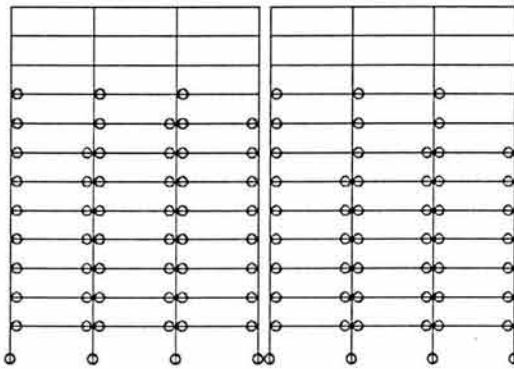
Figura 4.25 Formación de las articulaciones plásticas para E4PCR con losa.



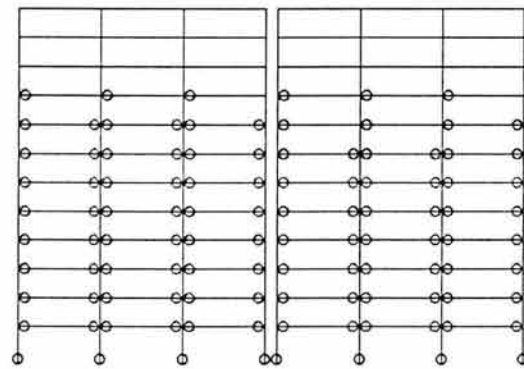
a) Desplazamiento de 10 cm.



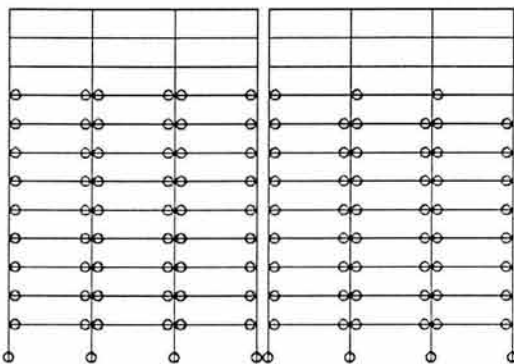
b) Desplazamiento de 20 cm.



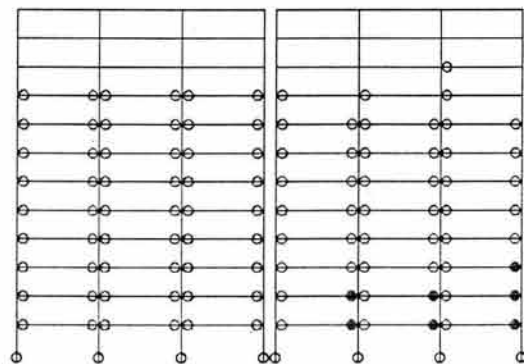
c) Desplazamiento de 30 cm.



d) Desplazamiento de 40 cm.

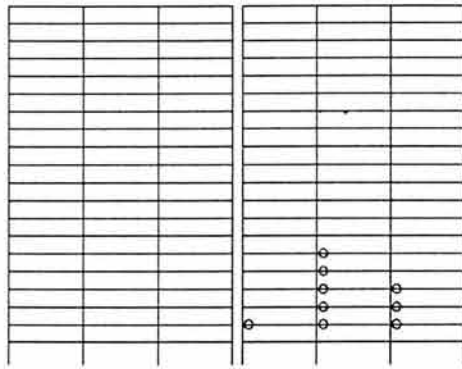


e) Desplazamiento de 50 cm.

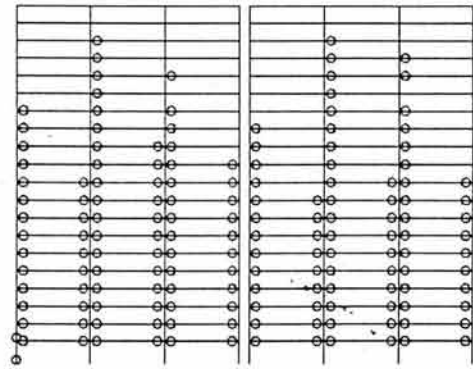


f) Desplazamiento de 55 cm.

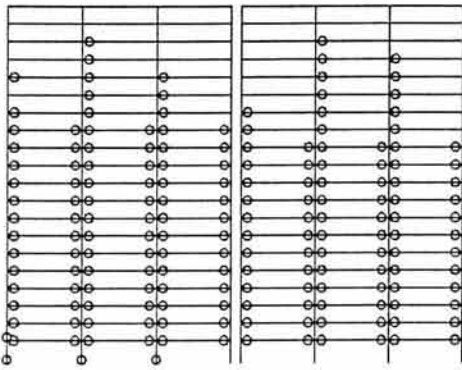
Figura 4.26 Formación de las articulaciones plásticas para E12PCR con losa.



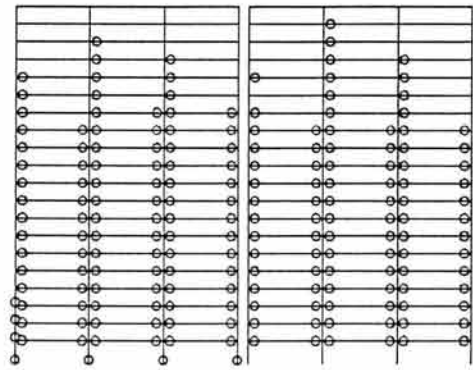
a) Desplazamiento de 18 cm.



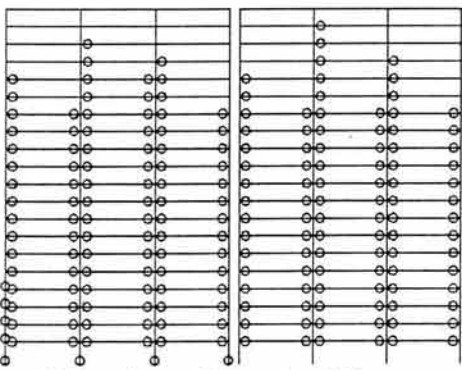
b) Desplazamiento de 40 cm.



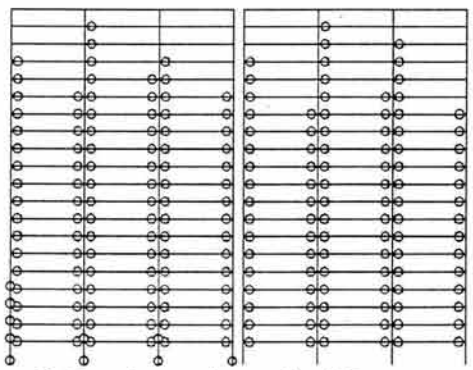
c) Desplazamiento de 60 cm.



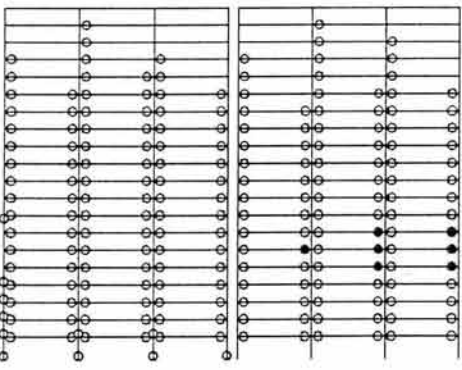
d) Desplazamiento de 80 cm.



e) Desplazamiento de 100 cm.



f) Desplazamiento de 120 cm.



g) Desplazamiento de 126 cm.

Figura 4.27 Formación de las articulaciones plásticas para E20PCR con losa.

Es importante poner en un contexto reglamentario los estudios que hasta el momento se han abordado. Para ello los resultados se comparan con el apéndice “A” de las NTC-Sismo (2001).

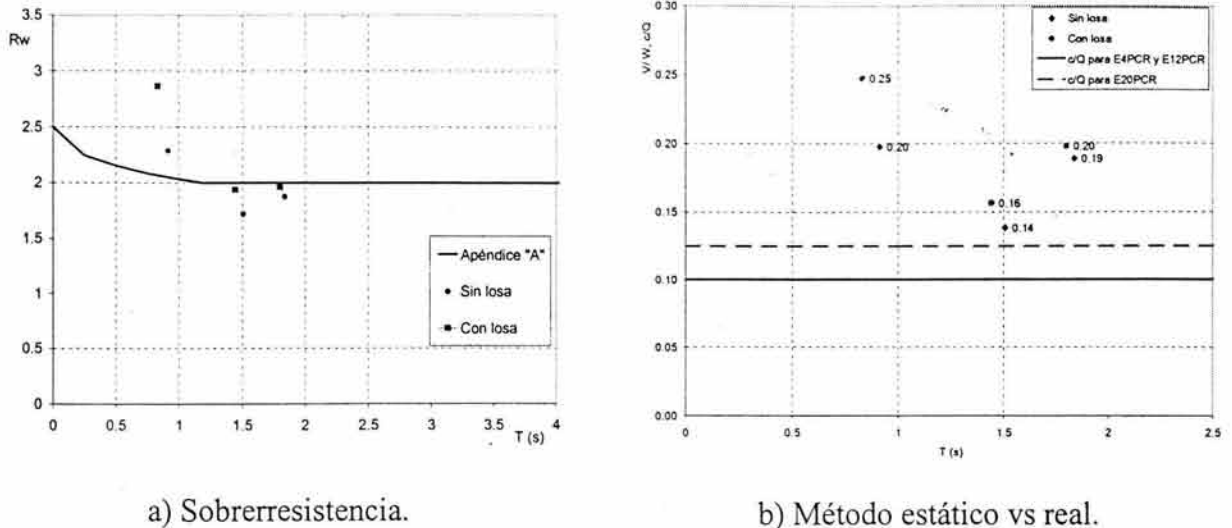


Figura 4.28 Comparación de la sobrerresistencia.

La sobrerresistencia (R_w) asociada a la resistencia lateral de los edificios se presenta en la Tabla 4.2 y la Figura 4.28. Puede verse que la sobrerresistencia tiende a reducirse con el número de pisos, y que esta tendencia tiende a acentuarse cuando se toma en consideración la contribución de la losa. Note que en la Figura 4.28a se ha graficado la expresión incluida en el Apéndice “A” de las NTC-Sismo (2001) para estimar el factor de sobrerresistencia, y que hay buena correlación con los valores de sobrerresistencia estimada a partir de los modelos de los edificios con losa. La Figura 4.28b muestra valores del cortante basal normalizado por el peso del edificio (coeficiente sísmico) para los modelos con y sin losa. Note la diferencia entre los coeficientes sísmicos de diseño y los derivados de los análisis tipo pushover.

4.5 RESPUESTA ANTE ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES

Una vez concluidos los análisis tipo pushover, se llevo a cabo una serie de análisis dinámicos no lineales (paso a paso) de los modelos no lineales de los edificios. A partir de las demandas de rotación plástica máxima y acumulada en los extremos de las vigas de los edificios, se estimó el nivel de daño en las vigas. Para ello, se utilizó una versión del índice de Park y Ang planteada por Téran-Gilmore (1998):

$$DMI_{PA} = \max\left(\frac{\theta_m^+}{\theta_u^+}, \frac{\theta_m^-}{\theta_u^-}\right) + \beta\left(\frac{\theta_a^+}{\theta_u^+} + \frac{\theta_a^-}{\theta_u^-}\right) \quad (4.10)$$

donde θ_u^+ y θ_u^- son las rotaciones últimas positiva y negativa, respectivamente; θ_m^+ y θ_m^- , las demandas máximas de rotación plástica positiva y negativa, respectivamente; y θ_a^+ y θ_a^- , las demandas acumuladas de rotación plástica positiva y negativa, respectivamente. Se consideró un

β igual a 0.15. Mientras que el valor de DMI_{PA} asignado a un entrepiso se estimó como el valor medio de DMI_{PA} en las vigas de ese piso, el valor de DMI_{PA} que corresponde a un edificio se puede establecer como el máximo valor de DMI_{PA} encontrado en sus diferentes entrepisos. Note que el posible daño en las columnas no se ha contemplado en la estimación del valor de DMI_{PA} para los edificios.

El sismo utilizado para llevar a cabo los análisis dinámicos no lineales fue el SCT-EO, movimiento registrado en la zona del lago de Ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. En la Figura 3.3 se presentaron algunos espectros de respuesta asociados a este acelerograma. En particular, este movimiento del terreno exhibe una aceleración máxima de 169 cm/seg^2 y un periodo característico de dos segundos.

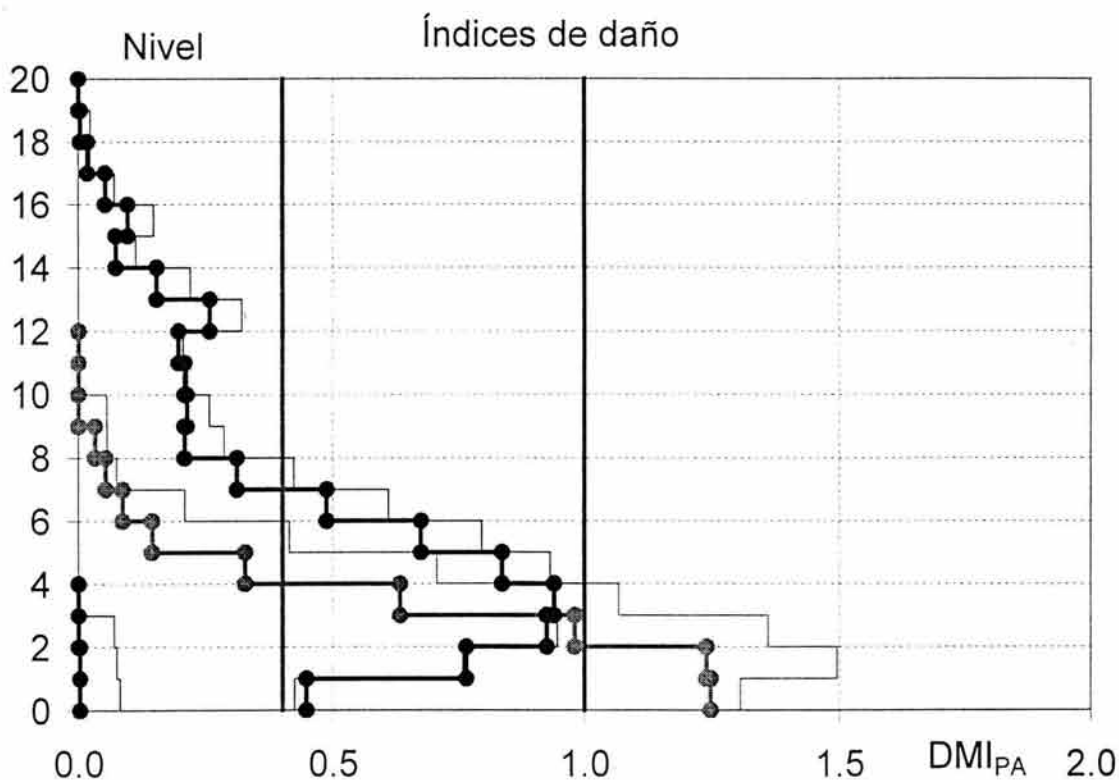


Figura 4.29 Efecto de la losa en el índice de daño

La Tabla 4.4 y la Figura 4.29, resumen los valores de DMI_{PA} estimados para SCT-EO conforme a la ecuación 4.10. En la Figura 4.29, las líneas delgadas corresponden a los modelos sin tomar la participación de la losa, mientras que las gruesas con círculos corresponden a los modelos considerando la contribución de la losa. Se presentan valores para los diferentes entrepisos de los modelos de los edificios con y sin losa. De manera general, puede decirse que el daño estructural tiende a ser más severo en los pisos inferiores de los edificios, y que la presencia de la losa tiende a ser benéfica para su desempeño estructural. En particular, la presencia de la losa incrementa la rigidez lateral de los edificios y como consecuencia de esto, el periodo calculado a partir de considerar la participación de la losa es menor respecto al que tendrían de no existir la losa. Para los edificios estudiados, la presencia de la losa resulta en que sus propiedades dinámicas tiendan a alejarse del periodo dominante del SCT-EO, que como se mencionó con

anterioridad, es igual a dos seg. Un segundo efecto benéfico de la losa es el incremento en la resistencia lateral de los edificios, lo que aunado al cambio del periodo, resulta en menores demandas máxima y acumulada de rotación plástica en las vigas. Los efectos benéficos derivados de la presencia de la losa más que contrarrestan el efecto negativo de la losa derivado de la reducción de la capacidad de deformación lateral de los edificios, de tal manera que el nivel de daño tiende a reducirse en los modelos donde se consideró la contribución de la losa.

Antes se comentó e ilustró (ver Tablas 4.1 a 4.3, y Figura 4.20), que el efecto de la losa en las características mecánicas globales de un edificio tiende a ser mayor conforme decrece su número de pisos. La menor contribución de la losa para edificios altos tiende a verse reflejado en los valores de daño reportados en la Tabla 4.4 para el edificio de 20 pisos.

Tabla 4.4 Índice de daño asociado en los edificios.

Piso	E4PCR		E12PCR		E20PCR	
	Con losa	Sin losa	Con losa	Sin losa	Con losa	Sin losa
1	0.0030	0.0811	1.2464	1.3054	0.4471	0.4247
2	0.0027	0.0749	1.2389	1.4960	0.7660	0.7589
3	0.0000	0.0701	0.9806	1.3595	0.9254	0.9472
4	0.0000	0.0000	0.6339	1.0676	0.9401	0.9978
5			0.3267	0.7077	0.8371	0.9324
6			0.1441	0.4139	0.6757	0.7972
7			0.0859	0.2083	0.4874	0.6116
8			0.0528	0.0746	0.3108	0.4227
9			0.0323	0.0564	0.2074	0.2856
10			0.0000	0.0553	0.2119	0.2559
11			0.0000	0.0000	0.2075	0.2140
12			0.0000	0.0000	0.1958	0.2048
13					0.2566	0.3209
14					0.1527	0.2186
15					0.0724	0.1121
16					0.0959	0.1467
17					0.0522	0.0703
18					0.0178	0.0229
19					0.0034	0.0231
20					0.0000	0.0030
Máximo	0.0030	0.0811	1.2464	1.4960	0.9401	0.9978

No deja de ser interesante hacer notar que la presencia de la losa en el edificio de 20 pisos resulta en que el daño en sus dos pisos inferiores se incremente. Note que para el caso particular de estos dos pisos, los efectos benéficos de la losa no son suficientes para contrarrestar sus efectos negativos. Uno de estos efectos negativos es la reducción en la capacidad de deformación angular de las vigas. Además de esto, el estudio del edificio de 20 pisos permite discutir el otro efecto negativo de la presencia de la losa. Para ello considere que en un edificio como el edificio de 20 pisos, el armado longitudinal de las vigas tiende a decrecer de manera importante desde los pisos inferiores hasta los pisos superiores. De manera similar a lo ilustrado en la Figura 4.14b, el efecto de la losa en las características mecánicas de las vigas de los pisos inferiores del edificio

de 20 pisos es menor que el que tiene en las características de las vigas de los pisos superiores. En particular, la presencia de la losa aporta menos sobrerresistencia a flexión en las vigas de los pisos inferiores con respecto a lo que aporta en los pisos superiores. Por tanto, una vez que se considera la presencia de la losa, los pisos inferiores tienden a ser más débiles con respecto a los pisos superiores que en el caso donde no haya losa. Esto provoca que el daño en el edificio con losa tienda a concentrarse en mayor grado en el edificio con losa respecto al mismo edificio sin losa, tal como lo sugieren los valores resumidos en la Tabla 4.4 y Figura 4.29.

Los resultados presentados en este capítulo, permiten identificar varios aspectos relevantes del efecto de la losa en el desempeño estructural de marcos dúctiles (el desempeño en sí de los marcos se analiza en detalle en el siguiente capítulo). En general, puede concluirse que la presencia de la losa tiende a resultar en un mejor desempeño estructural, ya que los efectos benéficos derivados de incrementos en la resistencia y rigidez lateral de los edificios tienden a ser mayores que los efectos perjudiciales derivados de una reducción en su capacidad de deformación lateral y la tendencia a que se concentre en mayor grado el daño estructural en los pisos inferiores.

Las Figuras 4.30 a la 4.32, muestran cualitativamente las rotaciones y el índice de daño asociado al estado límite de seguridad. Los valores promedio se repostan en la Tabla 4.4. Estas figuras aportan información valiosa desde el punto de vista global de la estructura, en ellas pueden observarse gráficamente aspectos discutidos anteriormente, sin embargo es importante recalcar algunos de ellos. Recuerde, en cada instantánea el marco de la izquierda corresponde a los marcos exteriores, y el marco de la derecha a los interiores. Para cada figura el tamaño de las articulaciones plásticas es proporcional a la magnitud de la demanda sísmica, es decir el diámetro del círculo es más grande conforme se incrementa el valor de la rotación o daño, por otro lado, la escala considerada para los círculos es igual en todos los edificios. Los círculos negros corresponden a las articulaciones en las vigas, mientras que los círculos claros corresponden a las articulaciones en las columnas.

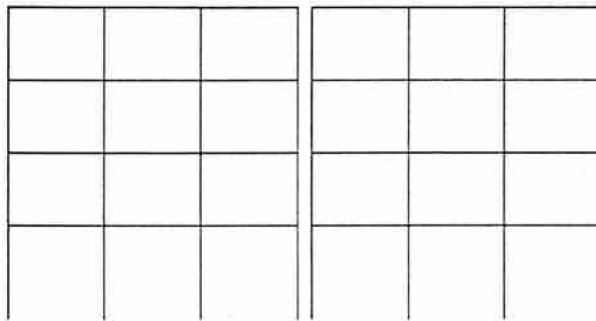
Consistentemente con lo discutido anteriormente, para el edificio de cuatro pisos (Figura 4.30), las rotaciones máximas inducidas por el sismo de seguridad son tan pequeñas que no producen ningún tipo de falla o mecanismo.

Para el edificio de 12 pisos (Figura 4.31), los esquemas presentados muestran la fase final del posible mecanismo que se puede presentar ante el sismo de seguridad. Recuerde que para este edificio el DMI_{PA} tiene un valor mayor que uno (Tabla 4.4), lo cual implica colapso de la estructura. Puede observarse la posible falla del piso inferior por la generación de articulaciones plásticas en las columnas. El estudio del presente escrito no considera el índice de daño en las columnas por lo que no se determinó el nivel de daño estructural en las columnas del primer piso. Independientemente de esto, el nivel estimado de daño en las vigas es excesivo, lo que sugiere un desempeño estructural inadecuado del edificio de 12 pisos.

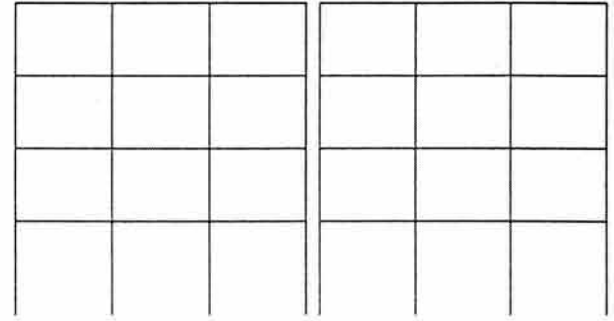
En el caso del edificio de 12 pisos, la demanda de rotaciones plásticas por lo general disminuye cuando se considera la aportación de la losa. Si bien en la rotación plástica positiva no se aprecia esto de manera acentuada, este fenómeno se aprecia claramente en las demás demandas de rotación. Como muestran las Figuras 4.31i y 4.31j, esto se acentúa en el caso de la rotación acumulada total.

Para el edificio de 20 niveles (Figura 4.32) los esquemas establecen las mismas tendencias observadas en el edificio de 12 pisos, aunque en este caso los valores de las rotaciones son menores. Otro aspecto importante es el que no se presenten articulaciones en las columnas. En el caso de las vigas se aprecia un daño importante que implica un desempeño deficiente.

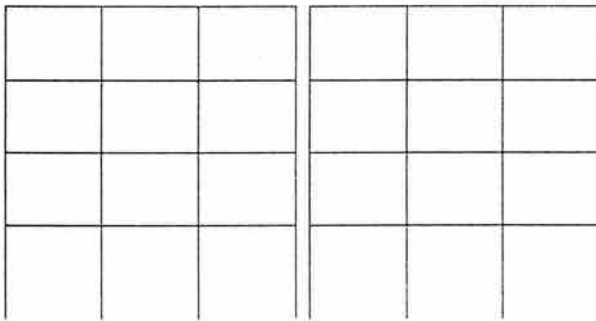
En general en las Figuras 4.30 a 4.32, pueden compararse cualitativamente las magnitudes de las demandas de rotación e índice de daño, para los tres edificios. Como se comentó anteriormente el diámetro de las articulaciones tiene la misma escala, por tanto es posible decir que mientras el edificio de cuatro pisos no tiene mayores demandas de rotación, el edificio de 12 pisos es sometido a unas demandas de rotación excesivas, vale la pena notar la concentración de daño en los pisos críticos de los edificios de 12 y 20 pisos.



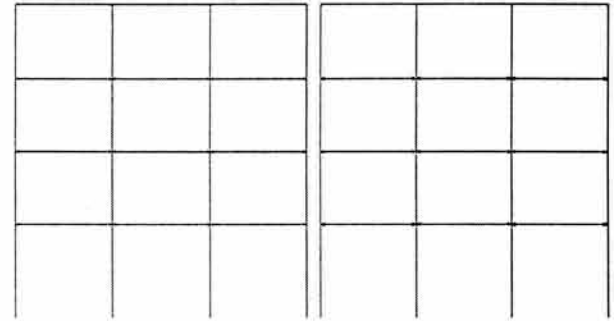
a) E4PCR, con losa, θ^+ .



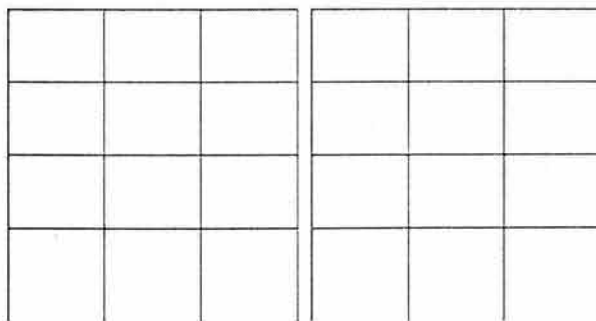
b) E4PCR, sin losa, θ^+ .



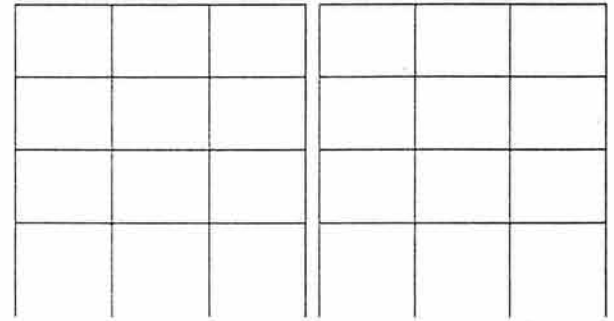
c) E4PCR, con losa, θ^- .



d) E4PCR, sin losa, θ^- .

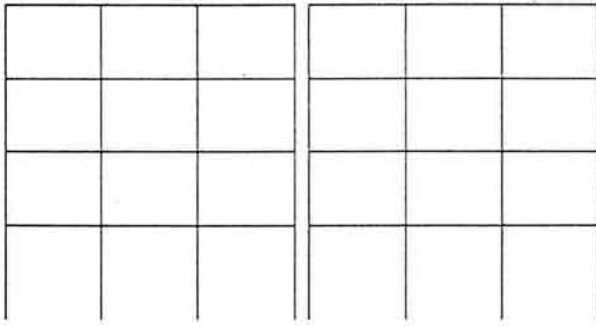


e) E4PCR, con losa, θ_a^+ .

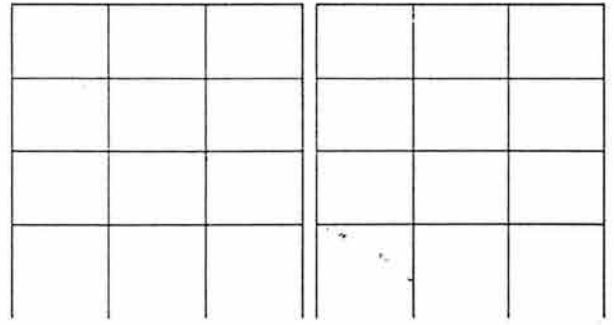


f) E4PCR, sin losa, θ_a^+ .

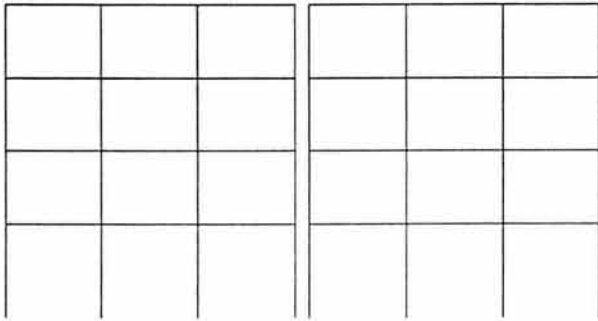
Figura 4.30 Mapeo para el edificio de cuatro pisos asociado al estado límite de seguridad.



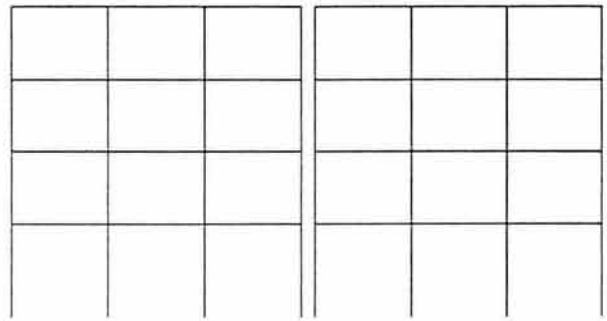
g) E4PCR, con losa, θ_a^- .



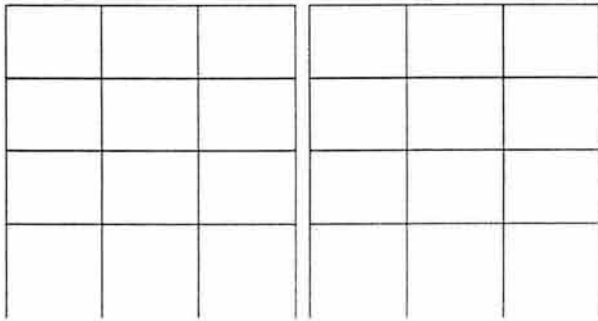
h) E4PCR, sin losa, θ_a^- .



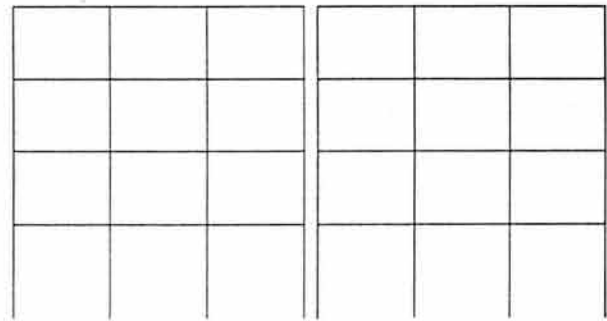
i) E4PCR, con losa, θ_a .



j) E4PCR, sin losa, θ_a .

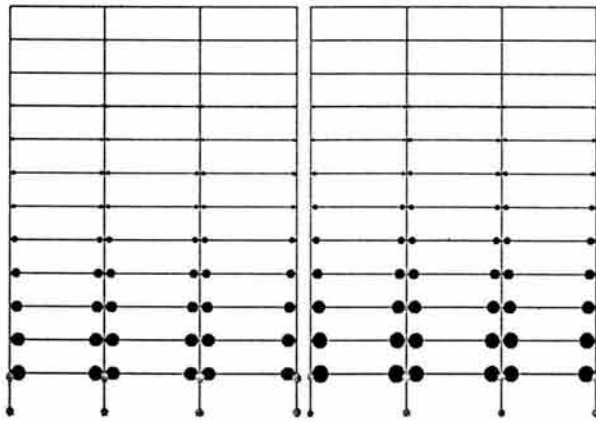


k) E4PCR, con losa, DMI_{PA} .

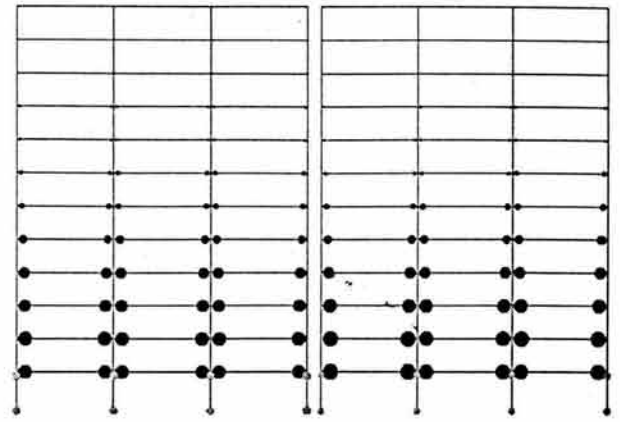


l) E4PCR, sin losa, DMI_{PA} .

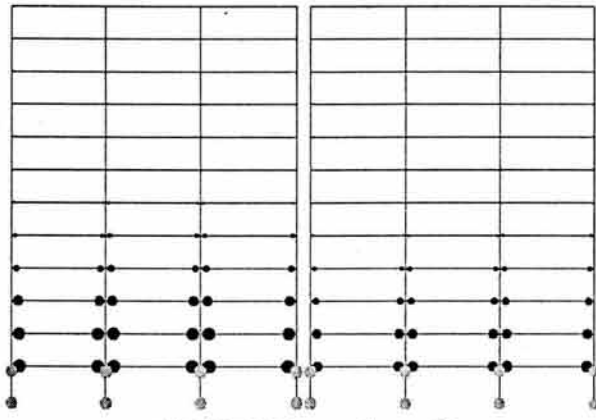
Figura 4.30 (Continuación), Mapeo para el edificio de cuatro pisos asociado al estado límite de seguridad.



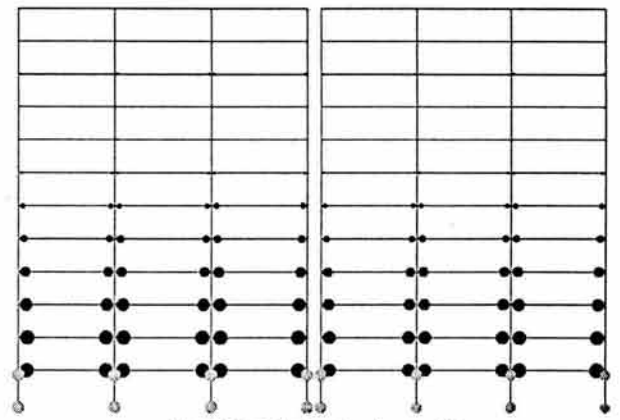
a) E12PCR, con losa, θ^+ .



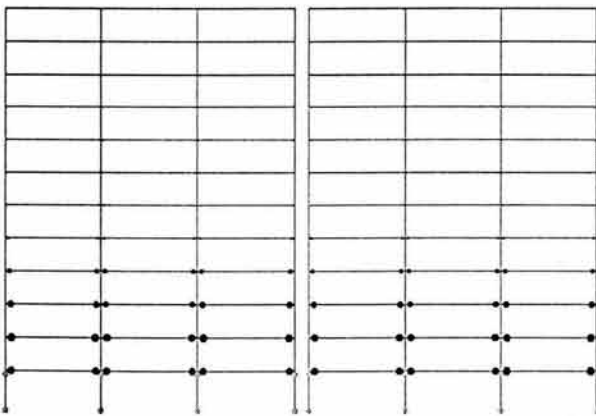
b) E12PCR, sin losa, θ^+ .



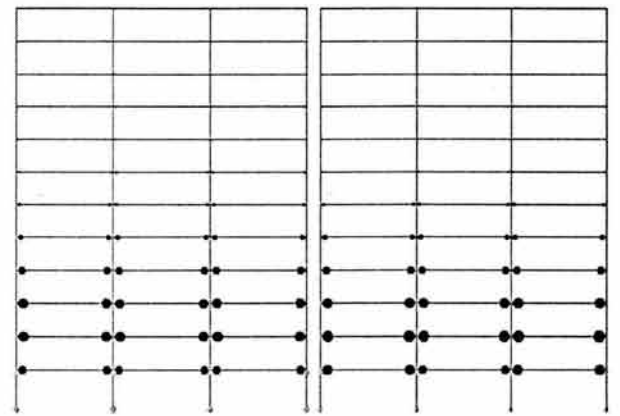
c) E12PCR, con losa, θ^- .



d) E12PCR, sin losa, θ^- .

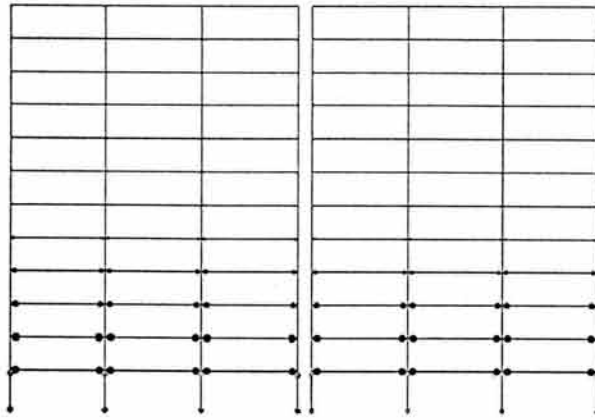


g) E12PCR, con losa, θ_a^+ .

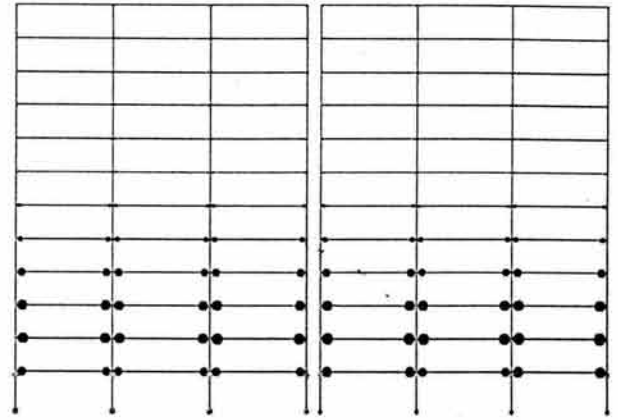


h) E12PCR, sin losa, θ_a^+ .

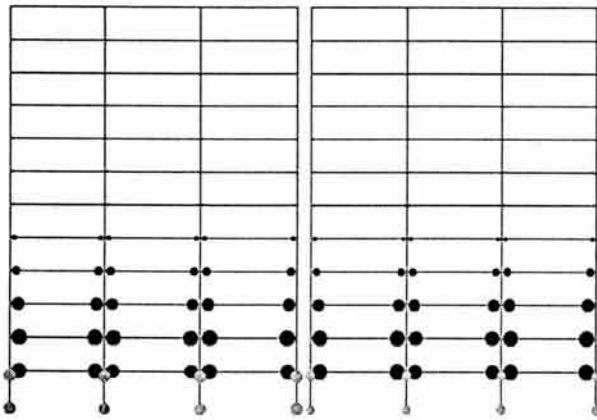
Figura 4.31 Mapeo para el edificio de 12 pisos asociado al estado límite de seguridad.



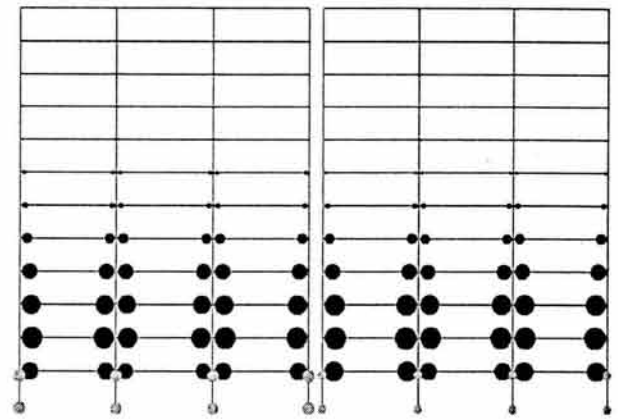
g) E12CR, con losa, θ_a^- .



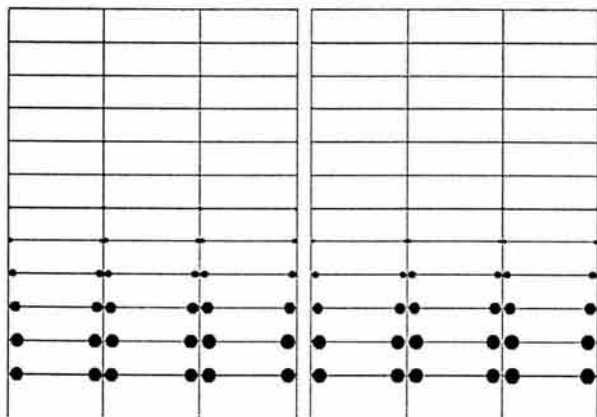
h) E12PCR, sin losa, θ_a^- .



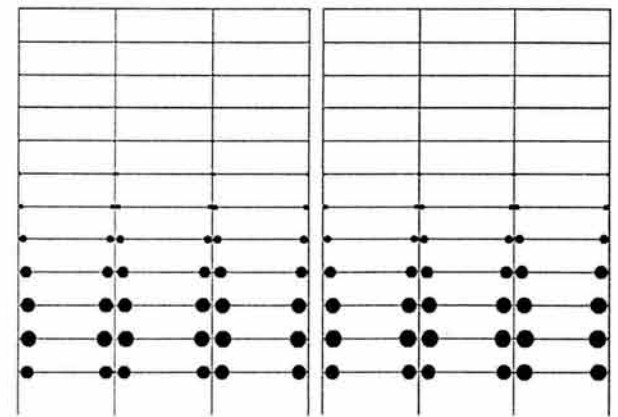
i) E12CR, con losa, θ_a .



j) E12PCR, sin losa, θ_a .



k) E12PCR, con losa, DMI_{PA} .



l) E12PCR, sin losa, DMI_{PA} .

Figura 4.31 (Continuación), Mapeo para el edificio de 12 pisos asociado al estado límite de seguridad.

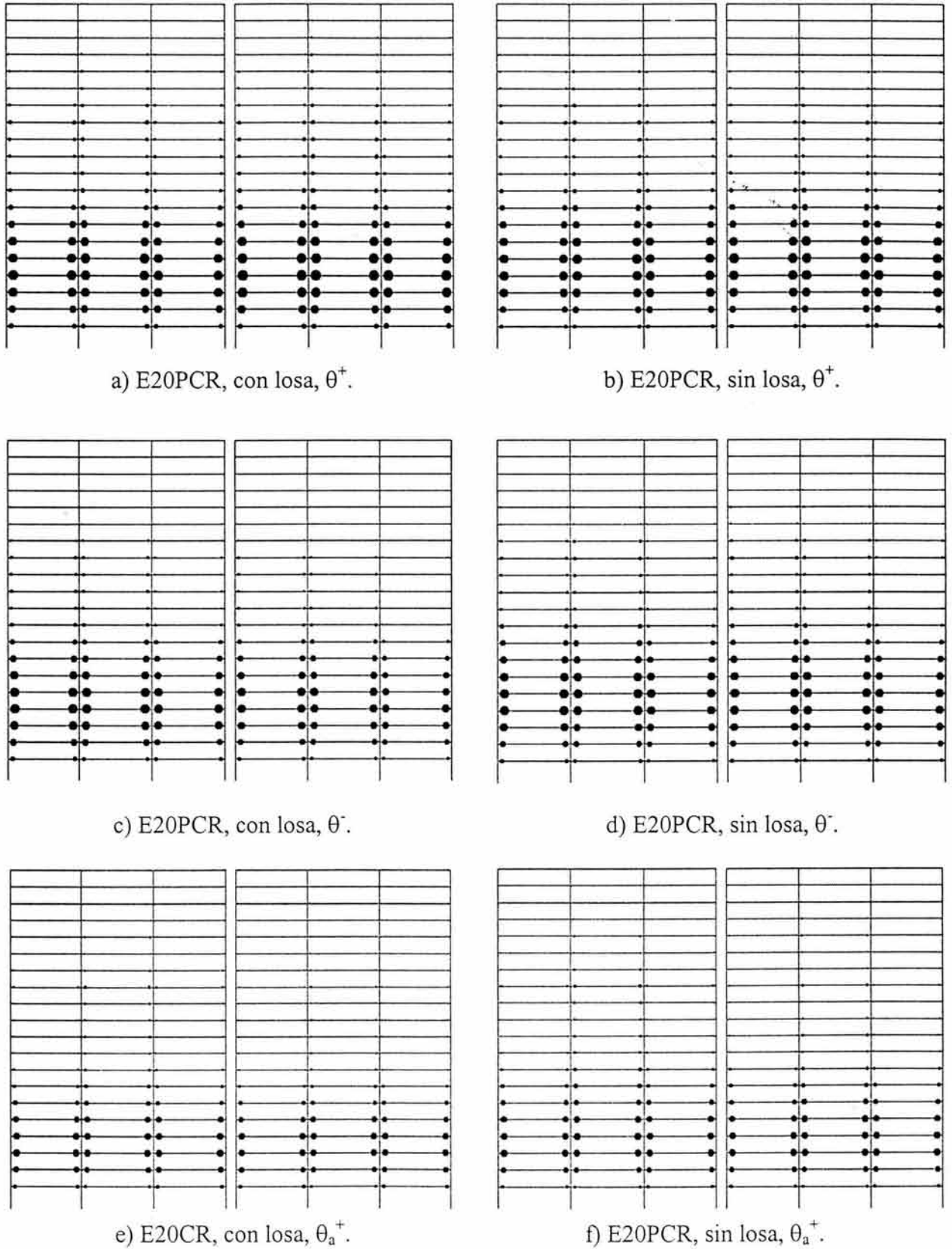
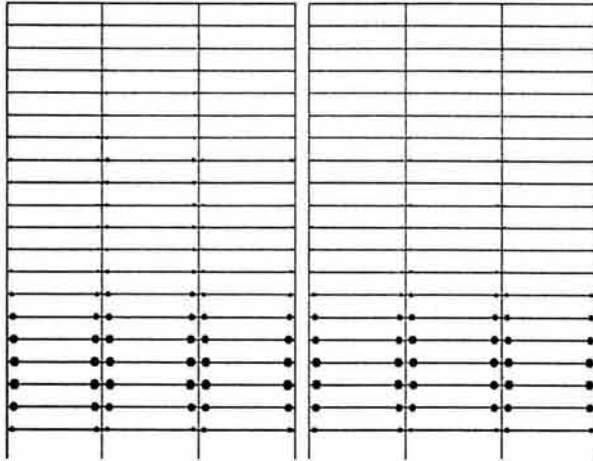
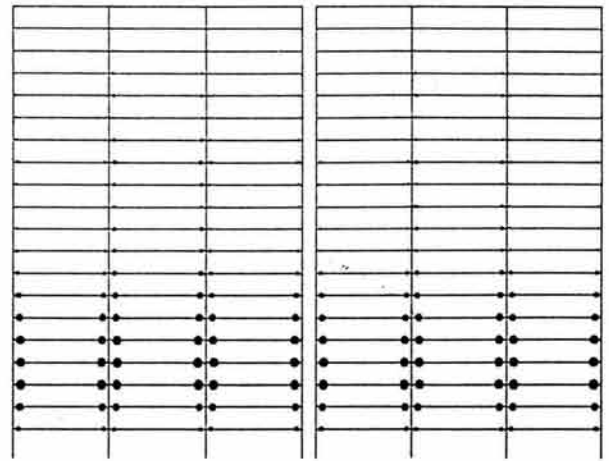


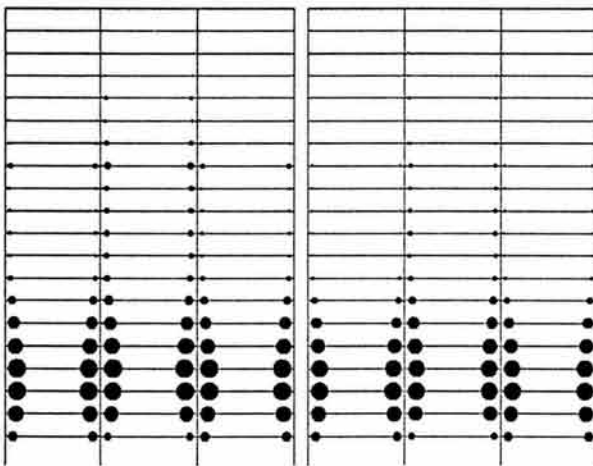
Figura 4.32 Mapeo para el edificio de 20 pisos asociado al estado límite de seguridad.



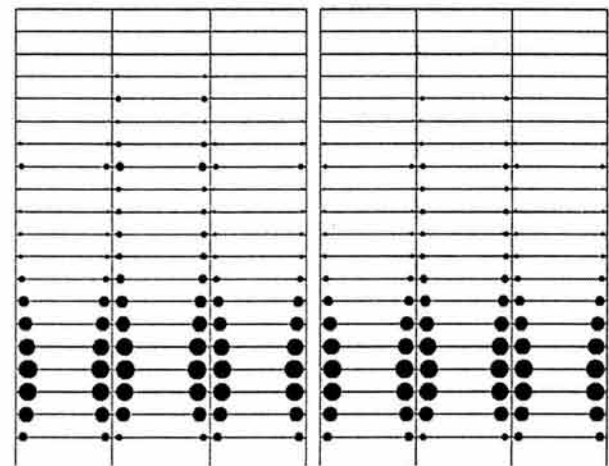
g) E12CR, con losa, θ_a^- .



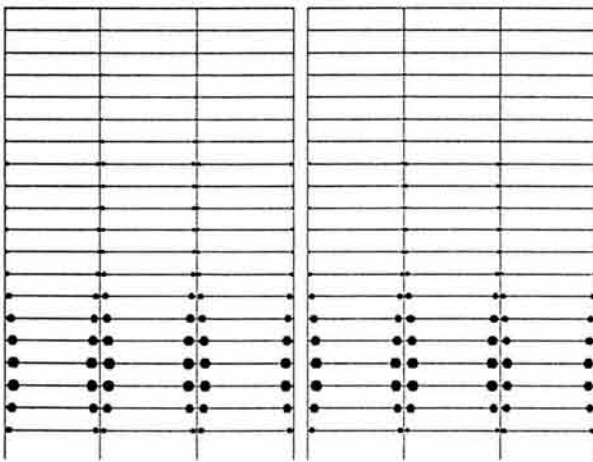
h) E12PCR, sin losa, θ_a^- .



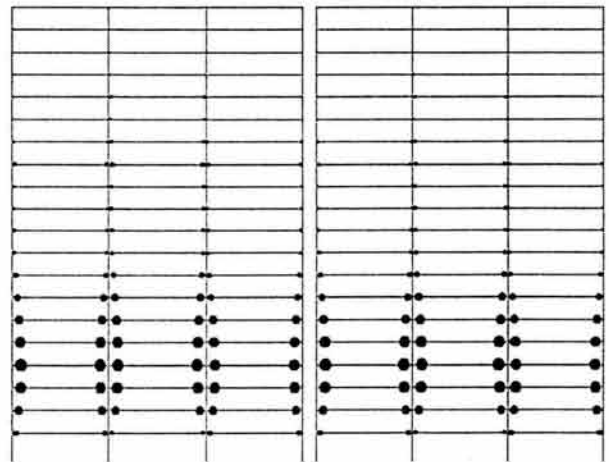
i) E20PCR, con losa, θ_a .



j) E20PCR, sin losa, θ_a .



k) E20PCR, con losa, DMI_{PA} .



l) E20PCR, sin losa, DMI_{PA} .

Figura 4.32 (Continuación), Mapeo para el edificio de 20 pisos asociado al estado límite de seguridad.

12	My = 41.078 My = 36.119	Qu = 0.032 Qu = 0.035	My = 41.078 My = 36.119	Qu = 0.032 Qu = 0.035	My = 51.419 My = 36.119	Qu = 0.027 Qu = 0.035	My = 51.419 My = 36.119	Qu = 0.027 Qu = 0.035	Interior	My = 51.419 My = 36.119	Qu = 0.027 Qu = 0.035
11	My = 41.078 My = 36.119	Qu = 0.032 Qu = 0.035	My = 41.078 My = 36.119	Qu = 0.032 Qu = 0.035	My = 51.419 My = 36.119	Qu = 0.027 Qu = 0.035	My = 51.419 My = 36.119	Qu = 0.027 Qu = 0.035		My = 51.419 My = 36.119	Qu = 0.027 Qu = 0.035
10	My = 41.078 My = 36.119	Qu = 0.032 Qu = 0.035	My = 41.078 My = 36.119	Qu = 0.032 Qu = 0.035	My = 51.419 My = 36.119	Qu = 0.027 Qu = 0.035	My = 51.419 My = 36.119	Qu = 0.027 Qu = 0.035		My = 51.419 My = 36.119	Qu = 0.027 Qu = 0.035
9	My = 66.491 My = 41.268	Qu = 0.027 Qu = 0.04	My = 66.491 My = 41.268	Qu = 0.027 Qu = 0.04	My = 81.565 My = 41.268	Qu = 0.023 Qu = 0.04	My = 81.565 My = 41.268	Qu = 0.023 Qu = 0.04		My = 81.565 My = 41.268	Qu = 0.023 Qu = 0.04
8	My = 66.491 My = 41.268	Qu = 0.027 Qu = 0.04	My = 66.491 My = 41.268	Qu = 0.027 Qu = 0.04	My = 81.565 My = 41.268	Qu = 0.023 Qu = 0.04	My = 81.565 My = 41.268	Qu = 0.023 Qu = 0.04		My = 81.565 My = 41.268	Qu = 0.023 Qu = 0.04
7	My = 66.491 My = 41.268	Qu = 0.027 Qu = 0.04	My = 66.491 My = 41.268	Qu = 0.027 Qu = 0.04	My = 81.565 My = 41.268	Qu = 0.023 Qu = 0.04	My = 81.565 My = 41.268	Qu = 0.023 Qu = 0.04		My = 81.565 My = 41.268	Qu = 0.023 Qu = 0.04
6	My = 78.956 My = 60.482	Qu = 0.027 Qu = 0.034	My = 78.956 My = 60.482	Qu = 0.027 Qu = 0.034	My = 94.97 My = 54.474	Qu = 0.023 Qu = 0.037	My = 94.97 My = 54.474	Qu = 0.023 Qu = 0.037		My = 94.97 My = 54.474	Qu = 0.023 Qu = 0.037
5	My = 78.956 My = 60.482	Qu = 0.027 Qu = 0.034	My = 78.956 My = 60.482	Qu = 0.027 Qu = 0.034	My = 94.97 My = 54.474	Qu = 0.023 Qu = 0.037	My = 94.97 My = 54.474	Qu = 0.023 Qu = 0.037		My = 94.97 My = 54.474	Qu = 0.023 Qu = 0.037
4	My = 78.956 My = 60.482	Qu = 0.027 Qu = 0.034	My = 78.956 My = 60.482	Qu = 0.027 Qu = 0.034	My = 94.97 My = 54.474	Qu = 0.023 Qu = 0.037	My = 94.97 My = 54.474	Qu = 0.023 Qu = 0.037		My = 94.97 My = 54.474	Qu = 0.023 Qu = 0.037
3	My = 81.135 My = 70.858	Qu = 0.027 Qu = 0.03	My = 81.135 My = 70.858	Qu = 0.027 Qu = 0.03	My = 94.97 My = 54.474	Qu = 0.023 Qu = 0.037	My = 94.97 My = 54.474	Qu = 0.023 Qu = 0.037		My = 94.97 My = 54.474	Qu = 0.023 Qu = 0.037
2	My = 81.135 My = 70.858	Qu = 0.027 Qu = 0.03	My = 81.135 My = 70.858	Qu = 0.027 Qu = 0.03	My = 94.97 My = 54.474	Qu = 0.023 Qu = 0.037	My = 94.97 My = 54.474	Qu = 0.023 Qu = 0.037		My = 94.97 My = 54.474	Qu = 0.023 Qu = 0.037
1	My = 81.135 My = 70.858	Qu = 0.027 Qu = 0.03	My = 81.135 My = 70.858	Qu = 0.027 Qu = 0.03	My = 94.97 My = 54.474	Qu = 0.023 Qu = 0.037	My = 94.97 My = 54.474	Qu = 0.023 Qu = 0.037		My = 94.97 My = 54.474	Qu = 0.023 Qu = 0.037

Figura 4.35 Propiedades mecánicas en vigas para el Edificio E12PCR sin losa.

12	Ag= 0.49 Av= 0.1225 Iagr = 0.0146058	Ag= 0.49 Av= 0.1225 Iagr = 0.0146058	Ag= 0.49 Av= 0.1225 Iagr = 0.0146058	Ag= 0.49 Av= 0.1225 Iagr = 0.0146058
11	Ag= 0.49 Av= 0.1225 Iagr = 0.0146058	Ag= 0.49 Av= 0.1225 Iagr = 0.0146058	INTERIOR	Ag= 0.49 Av= 0.1225 Iagr = 0.0146058
10	Ag= 0.49 Av= 0.1225 Iagr = 0.0146058	Ag= 0.49 Av= 0.1225 Iagr = 0.0146058	Ag= 0.49 Av= 0.1225 Iagr = 0.0146058	Ag= 0.49 Av= 0.1225 Iagr = 0.0146058
9	Ag= 0.64 Av= 0.16 Iagr = 0.0238933	Ag= 0.64 Av= 0.16 Iagr = 0.0238933	Ag= 0.64 Av= 0.16 Iagr = 0.0238933	Ag= 0.64 Av= 0.16 Iagr = 0.0238933
8	Ag= 0.64 Av= 0.16 Iagr = 0.0238933	Ag= 0.64 Av= 0.16 Iagr = 0.0238933	Ag= 0.64 Av= 0.16 Iagr = 0.0238933	Ag= 0.64 Av= 0.16 Iagr = 0.0238933
7	Ag= 0.64 Av= 0.16 Iagr = 0.0238933	Ag= 0.64 Av= 0.16 Iagr = 0.0238933	Ag= 0.64 Av= 0.16 Iagr = 0.0238933	Ag= 0.64 Av= 0.16 Iagr = 0.0238933
6	Ag= 0.7225 Av= 0.180625 Iagr = 0.0304504	Ag= 0.7225 Av= 0.180625 Iagr = 0.0304504	Ag= 0.7225 Av= 0.180625 Iagr = 0.0304504	Ag= 0.7225 Av= 0.180625 Iagr = 0.0304504
5	Ag= 0.7225 Av= 0.180625 Iagr = 0.0304504	Ag= 0.7225 Av= 0.180625 Iagr = 0.0304504	Ag= 0.7225 Av= 0.180625 Iagr = 0.0304504	Ag= 0.7225 Av= 0.180625 Iagr = 0.0304504
4	Ag= 0.7225 Av= 0.180625 Iagr = 0.0304504	Ag= 0.7225 Av= 0.180625 Iagr = 0.0304504	Ag= 0.7225 Av= 0.180625 Iagr = 0.0304504	Ag= 0.7225 Av= 0.180625 Iagr = 0.0304504
3	Ag= 0.7225 Av= 0.180625 Iagr = 0.0304504	Ag= 0.7225 Av= 0.180625 Iagr = 0.0304504	Ag= 0.7225 Av= 0.180625 Iagr = 0.0304504	Ag= 0.7225 Av= 0.180625 Iagr = 0.0304504
2	Ag= 0.7225 Av= 0.180625 Iagr = 0.0304504	Ag= 0.7225 Av= 0.180625 Iagr = 0.0304504	Ag= 0.7225 Av= 0.180625 Iagr = 0.0304504	Ag= 0.7225 Av= 0.180625 Iagr = 0.0304504
1	Ag= 0.7225 Av= 0.180625 Iagr = 0.0304504	Ag= 0.7225 Av= 0.180625 Iagr = 0.0304504	Ag= 0.7225 Av= 0.180625 Iagr = 0.0304504	Ag= 0.7225 Av= 0.180625 Iagr = 0.0304504

Figura 4.37 Propiedades mecánicas en columnas para el Edificio E12PCR sin losa.

EDIFICIO DE 4 PISOS CONCRETO

EDIFICIO DE 4 PISOS CONCRETO

4	Ag= 0.36 Av= 0.09 Iagr = 0.00756	EXTERIOR	Ag= 0.36 Av= 0.09 Iagr = 0.00756
3	Ag= 0.36 Av= 0.09 Iagr = 0.00756		Ag= 0.36 Av= 0.09 Iagr = 0.00756
2	Ag= 0.4225 Av= 0.105625 Iagr = 0.0104129		Ag= 0.4225 Av= 0.105625 Iagr = 0.0104129
1	Ag= 0.4225 Av= 0.105625 Iagr = 0.0104129		Ag= 0.4225 Av= 0.105625 Iagr = 0.0104129

4	Ag= 0.36 Av= 0.09 Iagr = 0.00756	Mo = 65.09 Pruax = 817.66 Pruiu = 299.67 Pbal = 245.69 Mbal = 86.31	EXTERIOR	Mo = 65.09 Pruax = 817.66 Pruiu = 299.67 Pbal = 245.69 Mbal = 86.31	Mo = 65.09 Pruax = 817.66 Pruiu = 299.67 Pbal = 245.69 Mbal = 86.31
3	Ag= 0.36 Av= 0.09 Iagr = 0.00756	Mo = 65.09 Pruax = 817.66 Pruiu = 299.67 Pbal = 245.69 Mbal = 86.31		Mo = 65.09 Pruax = 817.66 Pruiu = 299.67 Pbal = 245.69 Mbal = 86.31	Mo = 65.09 Pruax = 817.66 Pruiu = 299.67 Pbal = 245.69 Mbal = 86.31
2	Ag= 0.4225 Av= 0.105625 Iagr = 0.0104129	Mo = 54.99 Pruax = 769.78 Pruiu = 251.79 Pbal = 245.69 Mbal = 75.54		Mo = 54.99 Pruax = 769.78 Pruiu = 251.79 Pbal = 245.69 Mbal = 75.54	Mo = 54.99 Pruax = 769.78 Pruiu = 251.79 Pbal = 245.69 Mbal = 75.54
1	Ag= 0.4225 Av= 0.105625 Iagr = 0.0104129	Mo = 54.99 Pruax = 769.78 Pruiu = 251.79 Pbal = 245.69 Mbal = 75.54		Mo = 54.99 Pruax = 769.78 Pruiu = 251.79 Pbal = 245.69 Mbal = 75.54	Mo = 54.99 Pruax = 769.78 Pruiu = 251.79 Pbal = 245.69 Mbal = 75.54

4	Ag= 0.36 Av= 0.09 Iagr = 0.00756	INTERIOR	Ag= 0.36 Av= 0.09 Iagr = 0.00756
3	Ag= 0.36 Av= 0.09 Iagr = 0.00756		Ag= 0.36 Av= 0.09 Iagr = 0.00756
2	Ag= 0.4225 Av= 0.105625 Iagr = 0.0104129		Ag= 0.4225 Av= 0.105625 Iagr = 0.0104129
1	Ag= 0.4225 Av= 0.105625 Iagr = 0.0104129		Ag= 0.4225 Av= 0.105625 Iagr = 0.0104129

4	Ag= 0.36 Av= 0.09 Iagr = 0.00756	Mo = 65.09 Pruax = 817.66 Pruiu = 299.67 Pbal = 245.69 Mbal = 86.31	INTERIOR	Mo = 65.09 Pruax = 817.66 Pruiu = 299.67 Pbal = 245.69 Mbal = 86.31	Mo = 65.09 Pruax = 817.66 Pruiu = 299.67 Pbal = 245.69 Mbal = 86.31
3	Ag= 0.36 Av= 0.09 Iagr = 0.00756	Mo = 65.09 Pruax = 817.66 Pruiu = 299.67 Pbal = 245.69 Mbal = 86.31		Mo = 65.09 Pruax = 817.66 Pruiu = 299.67 Pbal = 245.69 Mbal = 86.31	Mo = 65.09 Pruax = 817.66 Pruiu = 299.67 Pbal = 245.69 Mbal = 86.31
2	Ag= 0.4225 Av= 0.105625 Iagr = 0.0104129	Mo = 54.99 Pruax = 769.78 Pruiu = 251.79 Pbal = 245.69 Mbal = 75.54		Mo = 54.99 Pruax = 769.78 Pruiu = 251.79 Pbal = 245.69 Mbal = 75.54	Mo = 54.99 Pruax = 769.78 Pruiu = 251.79 Pbal = 245.69 Mbal = 75.54
1	Ag= 0.4225 Av= 0.105625 Iagr = 0.0104129	Mo = 54.99 Pruax = 769.78 Pruiu = 251.79 Pbal = 245.69 Mbal = 75.54		Mo = 54.99 Pruax = 769.78 Pruiu = 251.79 Pbal = 245.69 Mbal = 75.54	Mo = 54.99 Pruax = 769.78 Pruiu = 251.79 Pbal = 245.69 Mbal = 75.54

Figura 4.44 Propiedades mecánicas en columnas para el Edificio E4PCR con losa.

12	My = 52.042 My = 36.907	Om = 0.025 Om = 0.046	My = 52.042 My = 36.907	Om = 0.025 Om = 0.046	My = 83.636 My = 37.523	Om = 0.017 Om = 0.065	My = 83.636 My = 37.523	Om = 0.017 Om = 0.065	My = 83.636 My = 37.523	Om = 0.017 Om = 0.065
		Exterior			Interior					
11	My = 55.042 My = 36.907	Om = 0.025 Om = 0.046	My = 52.042 My = 36.907	Om = 0.025 Om = 0.046	My = 83.636 My = 37.523	Om = 0.017 Om = 0.065	My = 83.636 My = 37.523	Om = 0.017 Om = 0.065	My = 83.636 My = 37.523	Om = 0.017 Om = 0.065
10	My = 55.042 My = 36.907	Om = 0.025 Om = 0.046	My = 52.042 My = 36.907	Om = 0.025 Om = 0.046	My = 83.636 My = 37.523	Om = 0.017 Om = 0.065	My = 83.636 My = 37.523	Om = 0.017 Om = 0.065	My = 83.636 My = 37.523	Om = 0.017 Om = 0.065
9	My = 77.49 My = 41.971	Om = 0.023 Om = 0.049	My = 77.49 My = 41.971	Om = 0.023 Om = 0.049	My = 117.001 My = 42.617	Om = 0.016 Om = 0.064	My = 117.001 My = 42.617	Om = 0.016 Om = 0.064	My = 117.001 My = 42.617	Om = 0.016 Om = 0.064
8	My = 77.49 My = 41.971	Om = 0.023 Om = 0.049	My = 77.49 My = 41.971	Om = 0.023 Om = 0.049	My = 117.001 My = 42.617	Om = 0.016 Om = 0.064	My = 117.001 My = 42.617	Om = 0.016 Om = 0.064	My = 117.001 My = 42.617	Om = 0.016 Om = 0.064
7	My = 77.49 My = 41.971	Om = 0.023 Om = 0.049	My = 77.49 My = 41.971	Om = 0.023 Om = 0.049	My = 117.001 My = 42.617	Om = 0.016 Om = 0.064	My = 117.001 My = 42.617	Om = 0.016 Om = 0.064	My = 117.001 My = 42.617	Om = 0.016 Om = 0.064
6	My = 89.117 My = 61.452	Om = 0.024 Om = 0.04	My = 89.117 My = 61.452	Om = 0.024 Om = 0.04	My = 131.493 My = 56.229	Om = 0.017 Om = 0.064	My = 131.493 My = 56.229	Om = 0.017 Om = 0.064	My = 131.493 My = 56.229	Om = 0.017 Om = 0.064
5	My = 89.117 My = 61.452	Om = 0.024 Om = 0.04	My = 89.117 My = 61.452	Om = 0.024 Om = 0.04	My = 131.493 My = 56.229	Om = 0.017 Om = 0.064	My = 131.493 My = 56.229	Om = 0.017 Om = 0.064	My = 131.493 My = 56.229	Om = 0.017 Om = 0.064
4	My = 89.117 My = 61.452	Om = 0.024 Om = 0.04	My = 89.117 My = 61.452	Om = 0.024 Om = 0.04	My = 131.493 My = 56.229	Om = 0.017 Om = 0.064	My = 131.493 My = 56.229	Om = 0.017 Om = 0.064	My = 131.493 My = 56.229	Om = 0.017 Om = 0.064
3	My = 91.312 My = 72.116	Om = 0.023 Om = 0.036	My = 91.312 My = 72.116	Om = 0.023 Om = 0.036	My = 131.493 My = 56.229	Om = 0.017 Om = 0.064	My = 131.493 My = 56.229	Om = 0.017 Om = 0.064	My = 131.493 My = 56.229	Om = 0.017 Om = 0.064
2	My = 91.312 My = 72.116	Om = 0.023 Om = 0.036	My = 91.312 My = 72.116	Om = 0.023 Om = 0.036	My = 131.493 My = 56.229	Om = 0.017 Om = 0.064	My = 131.493 My = 56.229	Om = 0.017 Om = 0.064	My = 131.493 My = 56.229	Om = 0.017 Om = 0.064
1	My = 91.312 My = 72.116	Om = 0.023 Om = 0.036	My = 91.312 My = 72.116	Om = 0.023 Om = 0.036	My = 131.493 My = 56.229	Om = 0.017 Om = 0.064	My = 131.493 My = 56.229	Om = 0.017 Om = 0.064	My = 131.493 My = 56.229	Om = 0.017 Om = 0.064

Figura 4.45 Propiedades mecánicas en vigas del Edificio E12PCR con losa.

5.1 INTRODUCCIÓN.

El concepto de diseño por desempeño, replanteado a finales de los ochentas, ofrece un marco conceptual a partir del cual puede plantearse el desempeño sísmico requerido de estructuras sismorresistentes con diferente tipo de ocupación. En particular, la definición de un desempeño adecuado implica establecer límites aceptables de daño (estados límite) para excitaciones sísmicas de diferente intensidad. Por ejemplo, Terán-Gilmore y Reyes-Salinas (2001) comentan el concepto de diseño dual, el cual implica un diseño sísmico que contempla explícitamente el desempeño sísmico de estructuras sismorresistentes de ocupación estándar para dos niveles de movimiento del terreno.

En capítulos anteriores se han discutido algunas consideraciones que deben hacerse cuando se estima el nivel de daño estructural en una estructura sismorresistente. En este capítulo, se hace la *revisión del diseño* estableciendo la respuesta dinámica, y a partir de esta, los niveles esperados de daño estructural y no estructural de marcos dúctiles de concreto reforzado diseñados conforme a las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF). Para ello, se sujetan los modelos no lineales de los tres edificios presentados en el Capítulo 4, a excitaciones sísmicas de diferente intensidad registradas durante diferentes eventos sísmicos en la zona del lago del D.F. Para dichas excitaciones, se evalúa el desempeño sísmico de los edificios a partir de los objetivos de diseño propuestos por el Comité Visión 2000 de SEAOC para una estructura de ocupación estándar (Tabla 1.1).

5.2 ÍNDICES DE DAÑO.

El desempeño sísmico de una estructura suele evaluarse a partir del nivel de daño que exhibe después de haber estado sometida a una excitación sísmica. Los índices de daño son herramientas analíticas que permiten evaluar, a partir de la respuesta dinámica de una estructura, sus niveles de daño estructural y no estructural. En este trabajo, se entiende por índice de daño el número que resulta de evaluar una expresión matemática que relaciona la respuesta de un elemento no estructural o estructural con su nivel de degradación o daño.

Los estudios iniciados en décadas recientes sugieren que el nivel de daño no estructural en un entrepiso exhibe una alta correlación con su distorsión (*IDI*), definida como el desplazamiento lateral relativo de entrepiso normalizado por la altura de dicho entrepiso. De hecho, limitar la distorsión de entrepiso ha sido parte esencial del diseño sísmico desde hace muchos años, y los códigos de diseño estipulan límites para dicha distorsión.

Índices como el de Park y Ang (Park et al. 1985), DMI_{PA} , aportan elementos para la evaluación del daño estructural en elementos de concreto reforzado sujetos a varias repeticiones de carga. Cabe mencionar que si bien el uso de este índice es atractivo por la sencillez de su formulación matemática, estudios experimentales llevados a cabo por Silva y López (2001)

sugieren que este índice arroja estimaciones razonables de daño en marcos de concreto reforzado diseñados de acuerdo a la práctica mexicana. Dado lo anterior, se decidió utilizar aquí una versión modificada del índice de Park y Ang que toma en consideración la posible diferencia entre las capacidades de deformación angular positiva y negativa de una viga de concreto (Terán-Gilmore 1998):

$$DMI_{PA} = \max\left(\frac{\theta_m^+}{\theta_u^+}, \frac{\theta_m^-}{\theta_u^-}\right) + \beta\left(\frac{\theta_a^+}{\theta_u^+}, \frac{\theta_a^-}{\theta_u^-}\right) \quad (5.1)$$

donde: θ_m^+ y θ_m^- son las demandas máximas de rotación positiva y negativa, respectivamente, durante la excitación sísmica; θ_a^+ y θ_a^- , las demandas acumuladas de rotación positiva y negativa, respectivamente, durante la excitación sísmica; y θ_u^+ y θ_u^- , las capacidades últimas de rotación positiva y negativa, respectivamente. La función *máx* denota el mayor de dos valores. β es un parámetro estructural que caracteriza la estabilidad del ciclo histerético. Un β de 0.15 corresponde a sistemas dúctiles que exhiben un comportamiento histerético razonablemente estable; mientras que un β entre 0.2 y 0.4 corresponde a sistemas que exhiben degradaciones importantes de resistencia y rigidez (Cosenza et al. 1993, Williams y Sexsmith 1997, Silva y López 2001). En este trabajo se consideró β de 0.15 para evaluar el daño estructural en los tres edificios. Una discusión mas profunda acerca DMI_{PA} puede encontrarse en Chung et al. (1989).

Tabla 5.1 Índices de daño	
DMI _{PA}	Descripción del comportamiento observado en laboratorio
< 0.4 Daño Reparable	<ul style="list-style-type: none"> • IDI hasta 1.0% ($\Delta = 20$ mm). • Agrietamiento por flexión y pequeñas grietas por cortante. • Degradación del 65% de la rigidez inicial. • Fluencia en extremos de traveses y bases de columna. • Se disipa el 10.4% de la energía disipada total en toda la historia de carga. • Se forman el 71.9% de las grietas.
0.4 – 1.0 Daño no reparable	<ul style="list-style-type: none"> • IDI desde 1.5% ($\Delta = 30$ mm) hasta 2.0% ($\Delta = 40$ mm). • Grietas por cortante y aplastamiento del concreto en traveses. • Degradación del 80% de la rigidez inicial. • Se disipa el 31.3% de la energía disipada total en toda la historia de carga. • Se forman el 15.7% de las grietas totales.
1 < Falla estructural	<ul style="list-style-type: none"> • IDI desde 3.0% ($\Delta = 6$ mm) hasta 4.0% ($\Delta = 80$mm). • Aplastamiento del concreto en traveses y en columnas. • Degradación de la rigidez inicial de 88%. • Se disipa el 47.9% restante de la energía disipada total. • Se forma el 12.4% de las grietas.

DMI_{PA} menor que 0.4 implica daño reparable; de 0.4 a 1.0, daño irreparable; y mayor que 1.0, falla del elemento. Bajo la presencia de repeticiones de carga cíclica hasta el intervalo plástico, 1.0 representa el valor límite para el que se espera la ocurrencia de fatiga de bajo número de ciclos. La Tabla 5.1 resume la relación entre el daño estructural que exhibe una estructura de concreto reforzado y el valor del índice de Park y Ang (Silva y López 2001). A

través de información como la contenida en la Tabla 5.1, es posible darle un significado físico a los diferentes valores del índice de Park y Ang.

El valor de DMI_{PA} asignado a un entrepiso se estimó como el valor medio de DMI_{PA} en las vigas de ese piso. El valor de DMI_{PA} que corresponde a un edificio se estableció como el máximo valor de DMI_{PA} encontrado en sus diferentes entrepisos. Es importante mencionar que el posible daño en las columnas no se contempló en la estimación del valor de DMI_{PA} para los edificios.

5.3 CRITERIOS DE EVALUACIÓN

Los edificios analizados en esta tesis se consideran de ocupación estándar o, conforme al *RCDF*, del grupo “B” (*RCDF*, 1995). De acuerdo a esto, los edificios deben ser capaces de: a) resistir sin daño niveles menores de movimiento sísmico; b) resistir sin daño estructural, pero posiblemente con algún tipo de daño no estructural, niveles moderados de movimiento sísmico; y c) resistir sin colapso, pero posiblemente con daño estructural y no estructural de importancia, niveles fuertes de movimiento sísmico.

La Tabla 5.2 presenta una interpretación cualitativa y cuantitativa de los objetivos de diseño para los edificios considerados en esta tesis. Esta interpretación se basa en las observaciones de Bertero (1997) y Terán-Gilmore (1998). Note que estos criterios contemplan exclusivamente el desempeño sísmico de la estructura para excitaciones sísmicas leves y severas.

Tabla 5.2 Criterios de desempeño para estructuras tipo “B”

Estado límite	Criterio no estructural		Criterio Estructural.	
	Cualitativo	Cuantitativo	Cualitativo	Cuantitativo
Servicio (sismo leve)	Elementos no estructurales sin daño.	$IDI \leq 0.003$	Elementos estructurales sin daño.	No fluencia
Seguridad (sismo intenso)	Prevención de colapso en elementos no estructurales.	$IDI \leq 0.015$	Prevención de falla en elementos estructurales.	$DMI_{PA} \leq 0.8$

Los dos niveles de intensidad sísmica que se consideraron en este trabajo para los dos estados límite bajo consideración se ilustran en las Figuras 5.1 y 5.2. Se presentan espectros de resistencia, desplazamiento, energía plástica y energía plástica normalizada. Para el estado límite de servicio se consideró la componente EO de uno de los acelerogramas registrado en la estación Alameda el 25 de abril de 1989. Esta excitación sísmica exhibe una aceleración máxima de 46.11 cm/s^2 y un periodo dominante de excitación (T_g) de 2.1 segundos. Es importante mencionar que en este trabajo se consideró que una aceleración máxima del terreno de 40 cm/s^2 caracteriza la excitación sísmica para el estado límite de servicio, de tal manera que el acelerograma originalmente registrado se escaló por 0.87 ($40/46.11$).

La Figura 5.2 muestra los espectros correspondientes a la componente EO del acelerograma registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes durante los eventos de 1985. Esta excitación, que exhibe una aceleración máxima de 169 cm/s^2 y un T_g de 2 segundos, se consideró representativa de la excitación sísmica correspondiente al estado límite de seguridad.

Vale la pena hacer notar la similitud en las características dinámicas y contenido de frecuencias de las excitaciones consideradas para los estados límite de servicio y seguridad, de tal manera que pudieran considerarse ambas como representativas de excitaciones de diferente intensidad generadas en un mismo sitio.

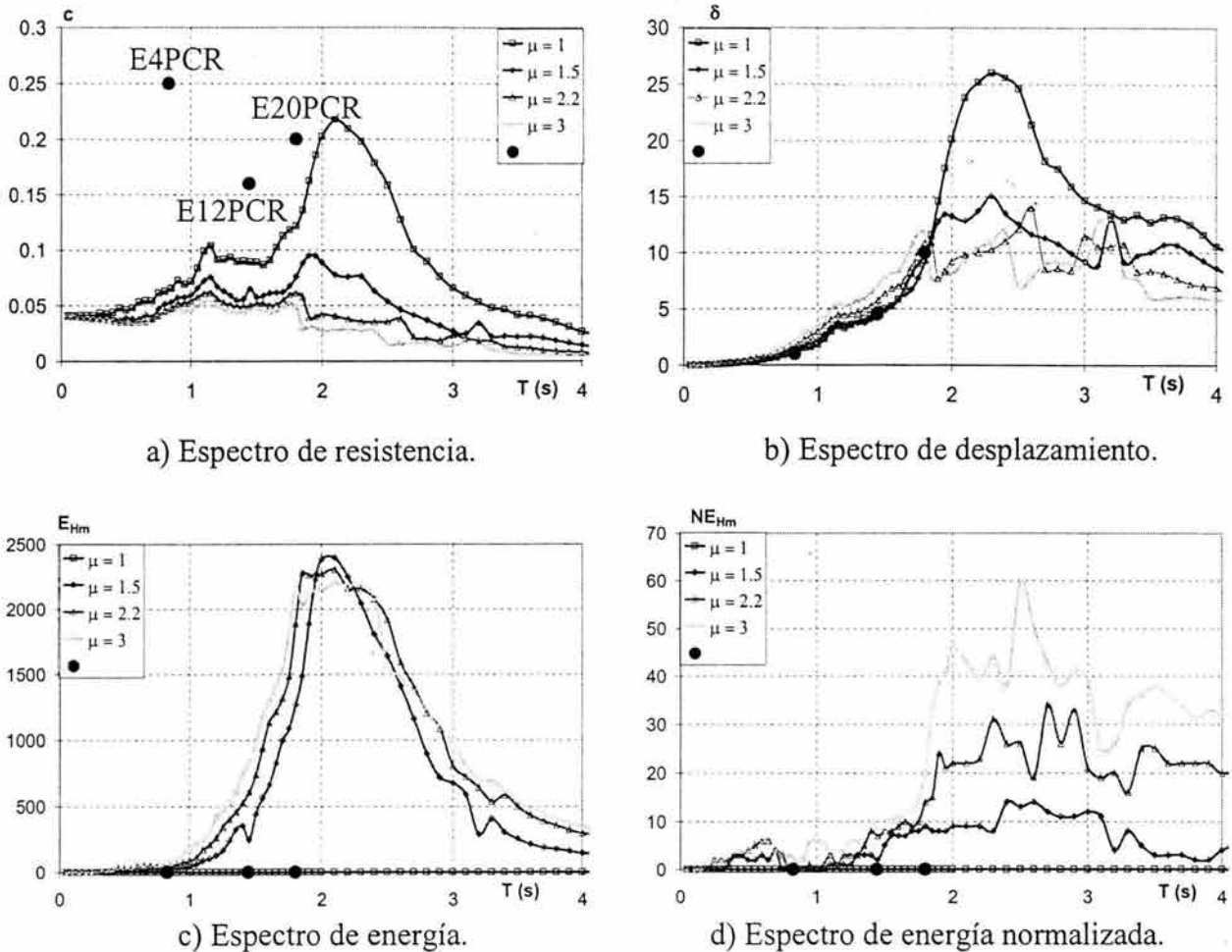


Figura 5.1 Espectros de respuesta para el sismo de servicio.

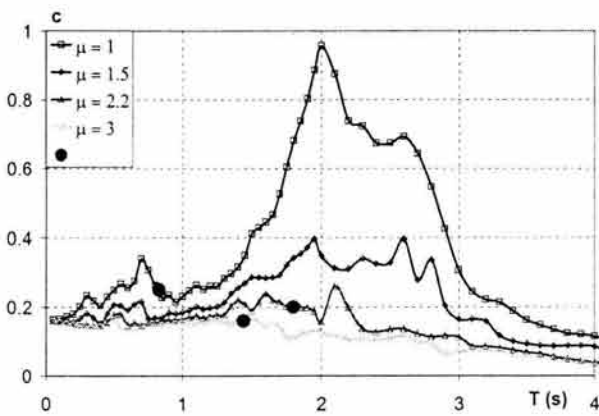
Aunque en la actualidad no se utiliza explícitamente toda la información que aportan espectros como los mostrados en las Figuras 5.1 y 5.2, lo cierto es que el uso de espectros como estos aporta mucha información relevante para el diseño sísmico de las estructuras. En esta tesis se estimará de manera simplificada la respuesta de los tres edificios bajo consideración a partir de los espectros resumidos en la figuras. Esta evaluación preliminar servirá como base para juzgar la pertinencia de los resultados arrojados por los análisis dinámicos detallados de los edificios.

Considerando, como es el caso de los tres edificios, que la respuesta dinámica de una estructura esté dominada por su modo fundamental de vibración, el siguiente procedimiento permite estimar sus demandas sísmicas globales:

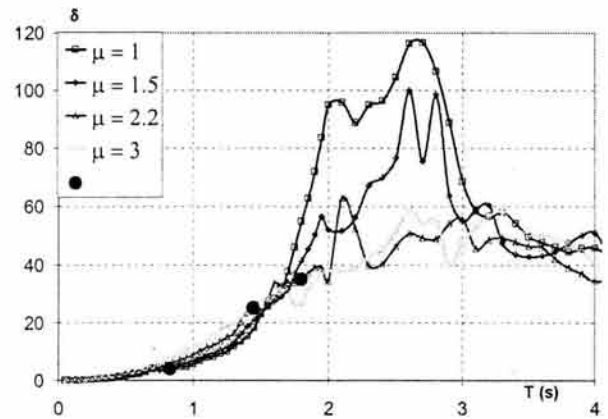
- a) A partir del periodo (T) y coeficiente sísmico (c) de la estructura se entra al espectro de resistencia de la excitación sísmica, y se estima la ductilidad global de la estructura (μ_G).

- b) Una vez que se establece μ_G , se estima la demanda de desplazamiento global de la estructura (δ_G) por medio de evaluar el espectro de desplazamientos para T y μ_G .
- c) El valor de δ_G , que corresponde a un sistema de un grado de libertad, debe ajustarse para estimar el desplazamiento de azotea de una estructura. Esto se logra al multiplicar el valor de δ_G por uno de los factores incluidos en la Tabla 5.3, calibrados por Terán-Gilmore (2002) para marcos dúctiles ubicados en la zona de lago del D.F.
- d) En cuanto a las demandas globales de energía plástica por unidad de masa y energía plástica normalizada, debe evaluarse la ordenada espectral de los respectivos espectros para T y μ_G .

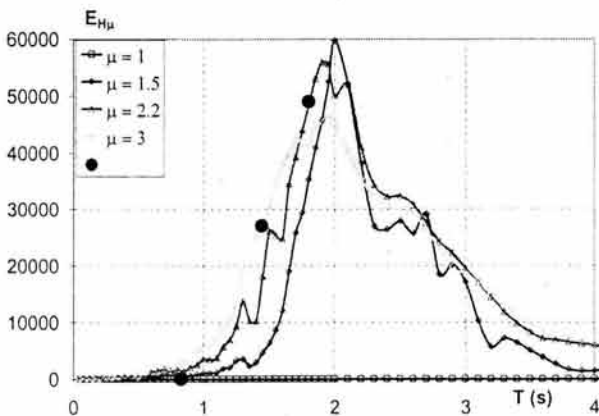
Tabla 5.3 Factores de corrección	
Ductilidad (μ)	Factor
1	1.4
2	1.3
3	1.2
4	1.2



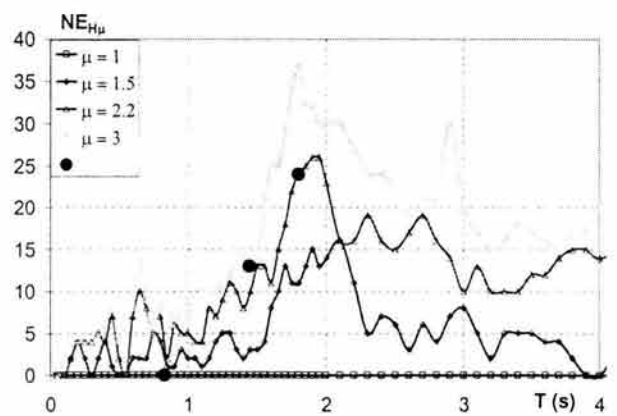
a) Espectro de resistencia.



b) Espectro de desplazamiento.



c) Espectro de energía.



d) Espectro de energía normalizada.

Figura 5.2 Espectros de respuesta para el sismo de seguridad.

5.4 DESEMPEÑO NO ESTRUCTURAL.

Para evaluar el desempeño no estructural y estructural de los edificios, se consideró usar los modelos de análisis no lineales presentados en el Capítulo 4 de esta tesis. En particular, se decidió utilizar los modelos que consideran la contribución de la losa de entrepiso.

En cuanto al desempeño no estructural de los edificios, la Figura 5.3 muestra los desplazamientos relativos de entrepiso para el estado límite de servicio, y la Figura 5.4 las correspondientes distorsiones de entrepiso. Dada la regularidad de su sistema estructural en altura, los desplazamientos de entrepiso son más o menos uniformes a todo lo alto de los edificios, de tal manera que no se perciben concentraciones excesivas de deformación lateral en unos cuantos pisos.

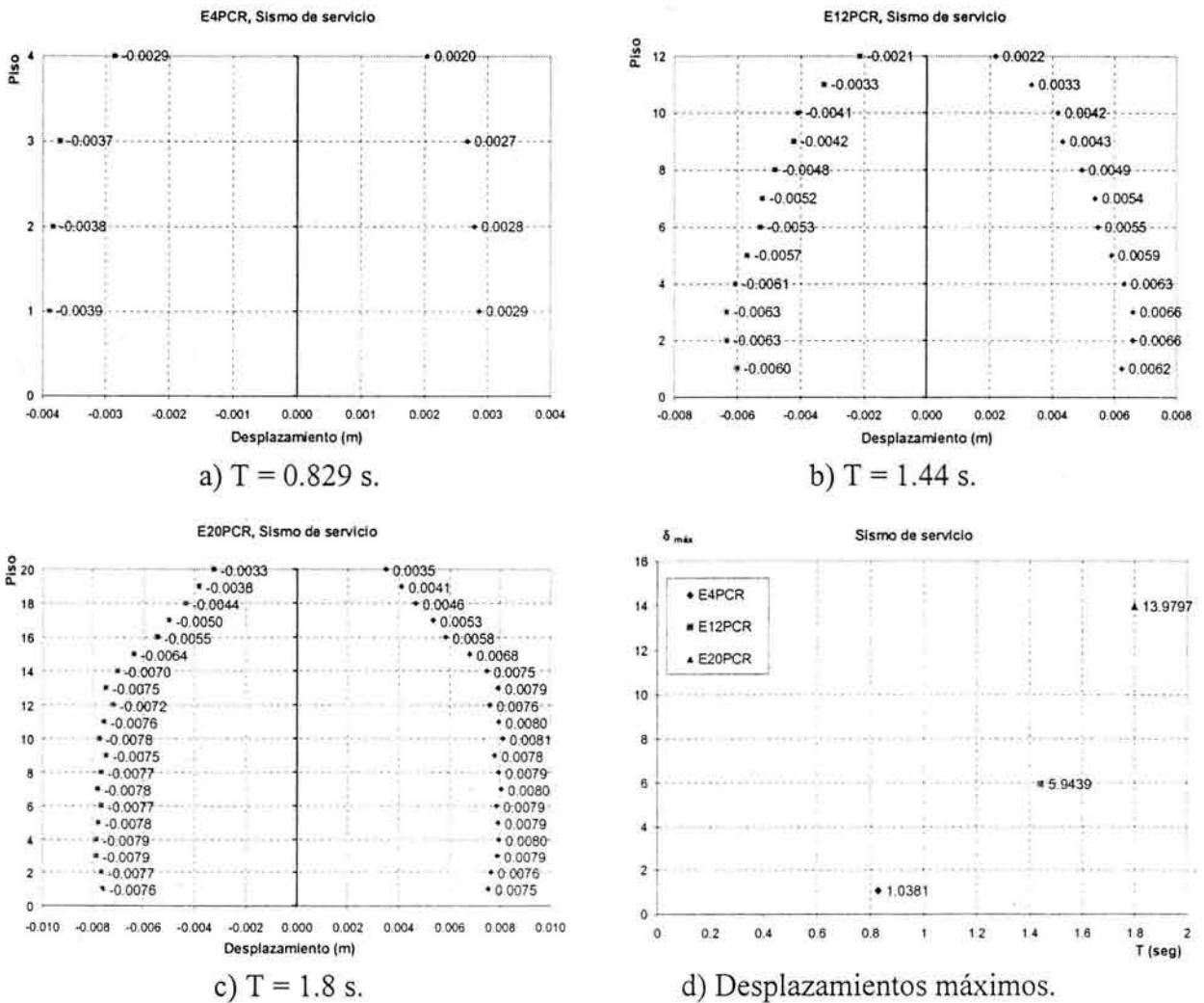
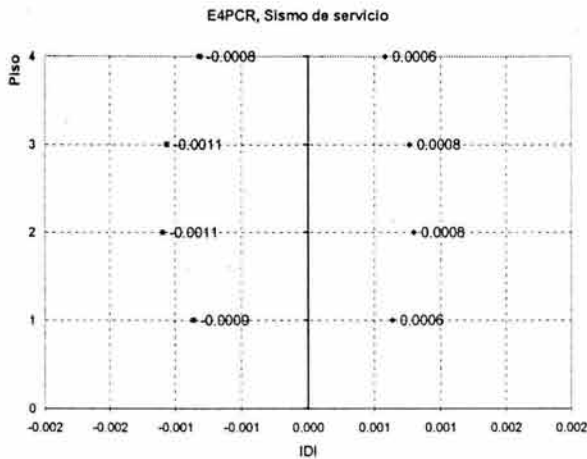


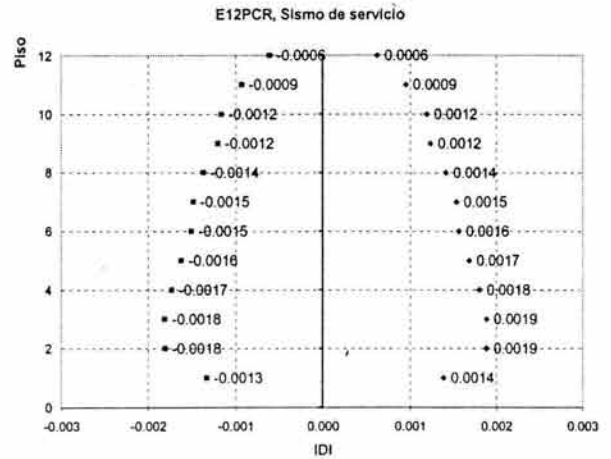
Figura 5.3 Desplazamientos de entrepiso, sismo de servicio.

Los desplazamientos negativos y positivos mostrados en la Figura 5.3 son similares, lo que lleva a concluir que en lo esencial, los tres edificios han permanecido en su intervalo elástico de comportamiento durante la excitación sísmica de servicio. Consistente con lo indicado por el espectro elástico de desplazamientos mostrado en la Figura 5.1b, la Figura 5.3d muestra que la demanda de desplazamiento lateral de azotea en los edificios se incrementa conforme aumenta su

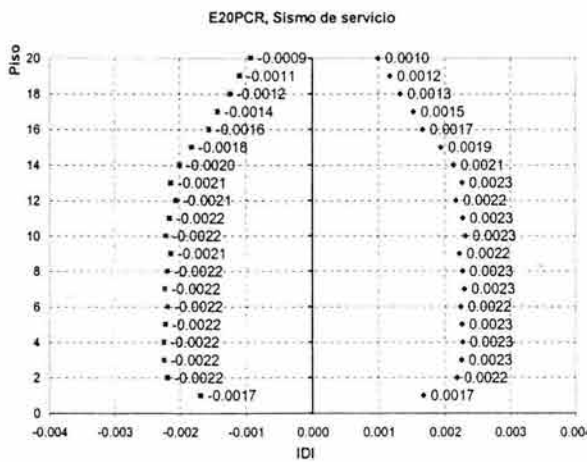
periodo fundamental de vibración. En lo que respecta a las distorsiones de entrepiso, Figura 5.4, los valores máximos oscilan entre 0.008 y 0.0023, los cuales son menores que el valor de 0.003 establecido en la Tabla 5.2 como el valor límite asociado a un desempeño no estructural adecuado. Como sucede en el caso del desplazamiento lateral, la demanda máxima de distorsión de entrepiso se incrementa conforme aumenta el período de la estructura. Aunque los resultados resumidos en la Figura 5.4d indican que los tres edificios han tenido un desempeño no estructural satisfactorio, no deja de ser interesante mencionar que las distorsiones máximas de los tres edificios son muy diferentes.



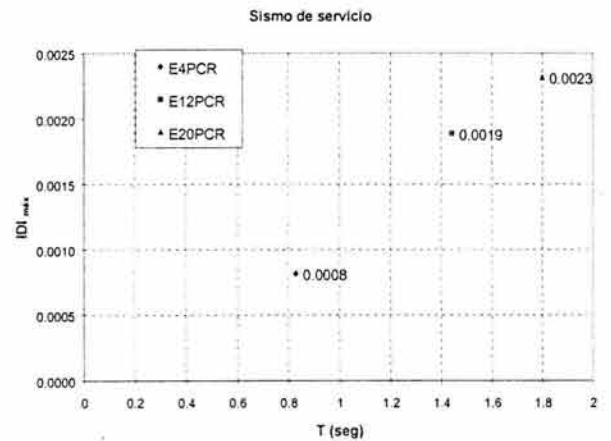
a) $T = 0.829$ s.



b) $T = 1.44$ s.



c) $T = 1.8$ s.



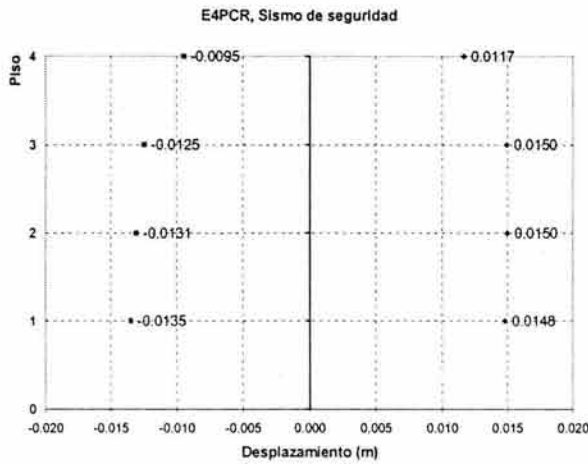
d) Distorsiones máximas.

Figura 5.4 Distorsiones de entrepiso para sismo de servicio.

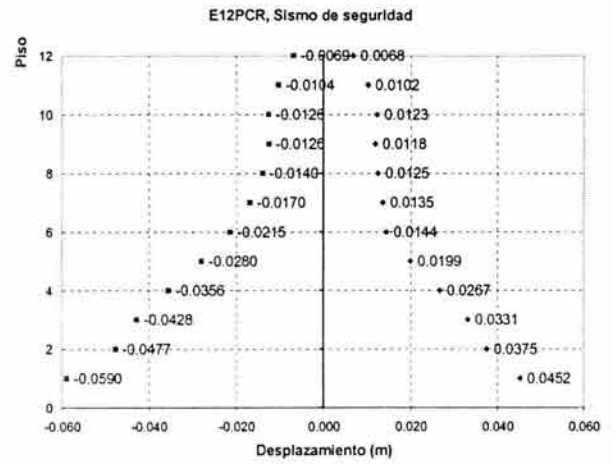
Las Figuras 5.5 y 5.6 resumen los resultados obtenidos para el estado límite de seguridad. En cuanto a las demandas máximas de desplazamiento lateral, la Figura 5.5 muestra que las demandas de desplazamiento de entrepiso positivas y negativas dejan de tener valores similares, lo que indica que los edificios exhiben deformaciones permanentes debido a su ingreso al intervalo plástico de comportamiento. Además, se observa que una vez que los edificios exhiben comportamiento plástico, hay una notoria tendencia a que su deformación lateral se concentre en sus pisos inferiores. Note como la asimetría en las demandas de desplazamiento se acentúa conforme se incrementa el período fundamental de los edificios. Una vez más, las demandas de

desplazamiento en los edificios reflejan adecuadamente las tendencias observadas en los espectros de desplazamientos (en este caso los mostrados en la Figura 5.2b).

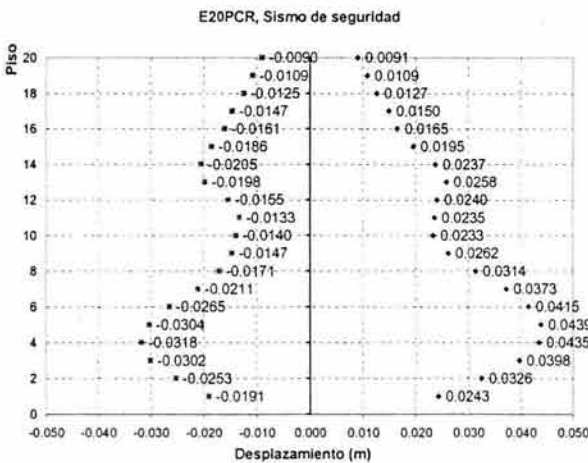
En cuanto a las máximas distorsiones de entrepiso mostradas en la Figura 5.6, en ningún caso se rebasa el valor de 0.015, límite fijado en este trabajo como el máximo permisible para un desempeño no estructural satisfactorio. A partir de los resultados que se presentan pueden obtenerse una vez más, pero ahora para el estado límite de seguridad, las dos siguientes conclusiones: Desde un punto de vista de desempeño no estructural, los edificios estudiados exhiben un comportamiento no estructural satisfactorio; las demandas máximas de distorsión en los tres edificios son muy diferentes.



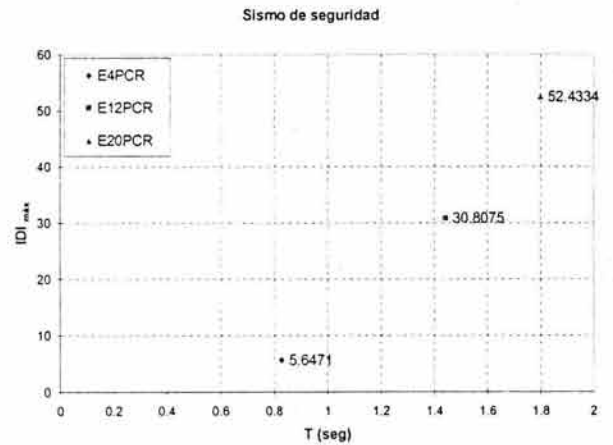
a) $T = 0.829$ s.



b) $T = 1.44$ s.

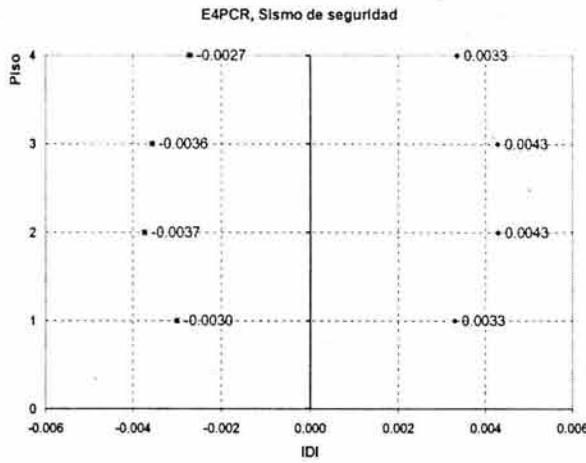


c) $T = 1.8$ s.

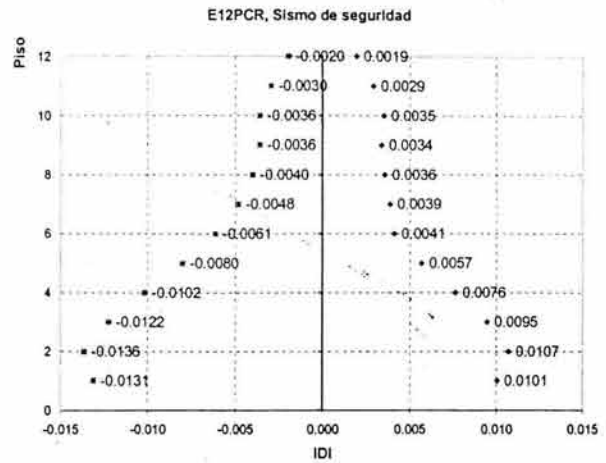


d) Desplazamientos máximos.

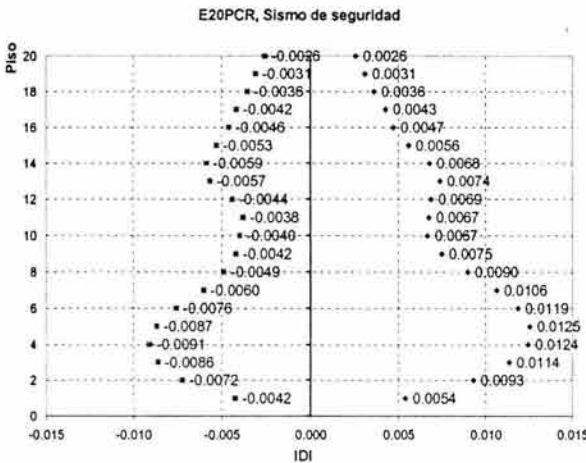
Figura 5.5 Desplazamientos de entrepiso, sismo de seguridad.



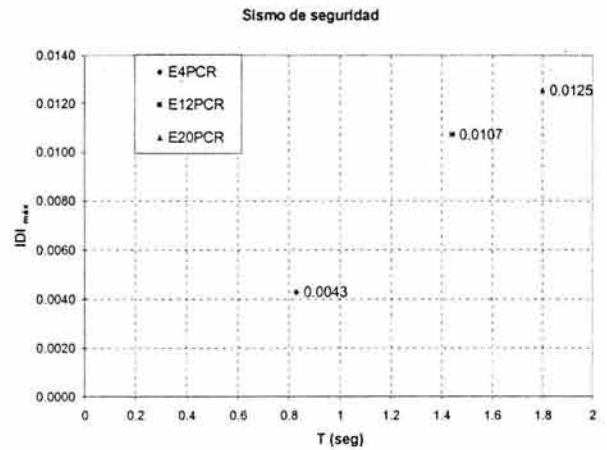
a) $T = 0.829$ s.



b) $T = 1.44$ s.



c) $T = 1.8$ s.



d) Distorsiones máximas.

Figura 5.6 Distorsiones de entrepiso para sismo de seguridad.

La Tabla 5.4 muestra, para el sismo de servicio (Figura 5.1), una comparación entre la respuesta global de los edificios estimada a partir de espectros de respuesta y de análisis dinámicos detallados. Los puntos negros en los espectros incluidos en la Figura 5.1 corresponden a las propiedades o respuesta globales de los edificios. Acorde a los espectros, los edificios se comportan elásticamente y, al no entrar en su intervalo plástico de comportamiento, no exhiben demandas de energía plástica. En la penúltima columna de la Tabla 5.4 se presentan los desplazamientos de azotea estimados a partir del espectro elástico de desplazamiento (δ_{ESP}), mientras que la última columna corresponde a los desplazamientos de azotea estimados con el programa DRAIN 2DX (Prakash et al. 1993). Note que existe una muy buena coincidencia entre ambas estimaciones, lo que valida los resultados arrojados por los análisis sísmicos detallados.

Tabla 5.4 Valores obtenidos de los espectros para el sismo de servicio.

Edificio	T (s)	c	μ_G	δ_G (cm)	$E_{H\mu}$	$NE_{H\mu}$	Factor	δ_{ESP} (cm)	δ_{D2X} (cm)
E4PCR	0.829	0.25	1	1	0	0	1.4	1.40	1.04
E12PCR	1.442	0.16	1	4.5	0	0	1.4	6.30	5.94
E20PCR	1.799	0.2	1	10	0	0	1.4	14.00	13.98

La Tabla 5.5 muestra, para el sismo de seguridad (Figura 5.2), una comparación entre la respuesta global de los edificios estimada a partir de espectros de respuesta y de análisis dinámicos detallados. Los espectros predicen que bajo la acción de la excitación sísmica de seguridad, los edificios de 12 y 20 pisos ingresan a su intervalo plástico de comportamiento. Con estimaciones de μ_G de 1, 3 y 2.2 para los edificios de 4, 12 y 20 pisos (ver Figura 5.2a), respectivamente, se obtienen los valores de δ_G resumidos en la tabla. A partir de estos valores y los factores de corrección resumidos en la Tabla 5.3, se obtienen los desplazamientos de azotea incluidos en la penúltima columna de la Tabla 5.5. Una vez más, existente muy buena coincidencia entre los valores de desplazamiento de azotea estimados a partir de espectros y de los análisis dinámicos detallados.

Tabla 5.5 Valores obtenidos de los espectros para el sismo de seguridad.

Edificio	T (s)	c	μ_G	$\delta_G(\text{cm})$	$E_{H\mu}$	$NE_{H\mu}$	Factor	$\delta_{ESP}(\text{cm})$	$\delta_{D2X}(\text{cm})$
E4PCR	0.829	0.25	1	4	0	0	1.4	5.60	5.65
E12PCR	1.442	0.16	3	25	27000	13	1.2	30.00	30.81
E20PCR	1.799	0.2	2.2	35	49000	24	1.3	45.50	52.43

Note que de acuerdo a la Figura 5.2, se espera que el edificio de 12 pisos requiera disipar para una ductilidad de tres una energía plástica por unidad de masa de $27000 \text{ cm}^2/\text{s}^2$, mientras que el edificio de 20 pisos requiera disipar $49000 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ para una ductilidad menor (igual a 2.2). Lo anterior puede interpretarse como que se espera que las demandas plásticas acumuladas sean más severas en el edificio de 20 pisos que en el de 12 pisos. Los resultados derivados de los espectros de energía plástica normalizada tienden a confirmar esta observación.

5.5 DESEMPEÑO ESTRUCTURAL.

En cuanto el estado límite de servicio, se observó que bajo la excitación sísmica considerada en esta tesis, los elementos estructurales de los tres edificios permanecen elásticos. Conforme al planteamiento hecho en la Tabla 5.2, puede concluirse que el desempeño estructural de los tres edificios resulta satisfactorio para el estado límite de servicio. Los resultados derivados directamente de los espectros de la Figura 5.1 confirman lo anterior.

La Tabla 5.6 y la Figura 5.7b muestran los resultados obtenidos para el estado límite de seguridad. En particular, la Figura 5.7b muestra que los valores de DMI_{PA} para los edificios de 12 y 20 pisos exceden el límite de 0.8 asociado aquí a un desempeño estructural satisfactorio, Tabla 5.2. A pesar de que las demandas de distorsión resumidas en la Figura 5.6d sugieren que las demandas máximas de deformación en los marcos no son excesivas, el uso del índice de Park y Ang resulta en niveles excesivos de daño estructural. Note que conforme lo indica la Tabla 5.6, y en consistencia con los resultados mostrados en la Figura 5.6, los pisos inferiores de los edificios son los que tienden a acumular el daño sísmico.

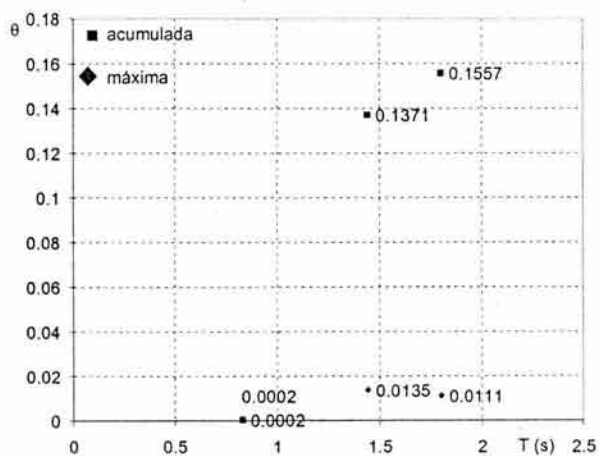
Tabla 5.6 Índice de daño asociado en los edificios.

Piso	E4PCR	E12PCR	E20PCR
1	0.0030	1.2464	0.4471
2	0.0027	1.2389	0.7660
3	0.0000	0.9806	0.9254
4	0.0000	0.6339	0.9401
5		0.3267	0.8371
6		0.1441	0.6757
7		0.0859	0.4874
8		0.0528	0.3108
9		0.0323	0.2074
10		0.0000	0.2119
11		0.0000	0.2075
12		0.0000	0.1958
13			0.2566
14			0.1527
15			0.0724
16			0.0959
17			0.0522
18			0.0178
19			0.0034
20			0.0000
Máximo	0.0030	1.2464	0.9401

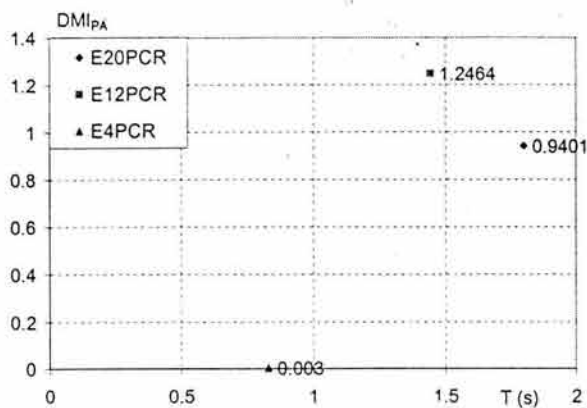
Para explicar la aparente contradicción entre los resultados presentados en las Figuras 5.6d y 5.7b, la Figura 5.7a resume las mayores demandas de rotación plástica máxima y acumulada en los tres edificios. Mientras que las rotaciones máximas crecen ligeramente con un incremento del período, las rotaciones acumuladas crecen drásticamente conforme el periodo de la estructura se acerca al periodo dominante de la excitación. De aquí la importancia de considerar en el diseño la fatiga de bajo número de ciclos.

Puede observarse que mientras la demanda máxima de rotación es relativamente pequeña en los tres edificios, las demandas acumuladas de rotación exhiben valores altísimos para los edificios de 12 y 20 pisos. Este hecho, que es consistente con las tendencias que exhiben los espectros de energía plástica normalizada mostrados en la Figura 5.2d, indica que el nivel tan alto de daño estructural observado en las vigas de los edificios es producto de la severidad de las demandas acumuladas de deformación plástica. En el caso del edificio de 20 pisos, la rotación máxima es de 0.0111 y la rotación plástica acumulada de 0.156, esto es, catorce veces mayor. Puede concluirse que la larga duración y lo angosto del contenido de frecuencias de las excitaciones sísmicas generadas en la Zona del Lago de Ciudad de México, resultan en que se demande un número muy elevado de incursiones en el intervalo plástico de las vigas de los edificios de 12 y 20 pisos, lo que las lleva a un desempeño estructural insatisfactorio.

Vale la pena destacar que aunque el edificio de 20 pisos tiene un periodo que se acerca más al periodo fundamental de vibración de la excitación sísmica de seguridad, el edificio de 12 pisos exhibe un mayor daño estructural. Al respecto, es importante recordar que el edificio de 20 pisos se ha diseñado para un mayor nivel de fuerzas laterales, ya que según los requerimientos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, es irregular desde un punto de vista estructural.



a) Rotaciones.



b) Índices de daño DMI_{PA}.

Figura 5.7 Comportamiento no estructural.

A partir de los últimos acontecimientos a nivel mundial, que han generado grandes pérdidas económicas durante excitaciones sísmicas severas, surge la necesidad de reenfoque al proceso de diseño sísmico. Aunque muchas de las medidas que se han propuesto con este fin no son nuevas, recientemente se ha hecho un esfuerzo por integrarlas y promover su aplicación racional dentro del diseño sísmico.

Dentro de los enfoques de diseño sísmico propuestos recientemente, pueden distinguirse tres etapas de diseño: *prediseño*, *diseño local* y *revisión del diseño*. Hasta el momento, la etapa de *revisión del diseño* ha recibido menos atención que las otras dos, de tal manera, en esta tesis se exploraron algunas de las consideraciones que deben hacerse durante la *revisión del diseño* de marcos dúctiles de concreto reforzado. En particular, se estudiaron los efectos de la historia de disipación de energía y la losa de entrepiso durante la estimación del daño local en las vigas de este tipo de marcos. Las conclusiones obtenidas a partir de este estudio se aplicaron para hacer una *revisión del diseño* de marcos dúctiles diseñados con el Reglamento de Construcciones del D.F. y normas asociadas, y ubicados en la Zona del Lago del D.F.

6.1 Efecto de la historia de disipación de energía

En las últimas dos décadas se han desarrollado herramientas simples, en la forma de índices de daño, para evaluar el daño en elementos y estructuras de concreto reforzado. Los índices de daño son herramientas indispensables para un planteamiento adecuado de la etapa de *revisión del diseño*, ya que permiten evaluar el desempeño estructural del diseño preliminar de la estructura sísmorresistente.

Muchos de los índices de daño que se han propuesto, cuantifican la severidad de las demandas plásticas acumuladas a través de la energía plástica disipada, por los elementos estructurales durante la excitación sísmica. Esta forma de evaluar el efecto de los ciclos de comportamiento plástico en el desempeño estructural de elementos de concreto reforzado, ha sido cuestionada por varios investigadores.

A partir del estudio de la historia de disipación de energía en vigas de marcos dúctiles de concreto reforzado, se observó:

- Las vigas de marcos dúctiles de concreto reforzado disipan la energía plástica de una manera bien definida. En particular, esta forma puede caracterizarse por la presencia de una gran cantidad de ciclos de pequeña amplitud durante la excitación sísmica. Los ciclos que sufre la estructura durante la excitación decrecen conforme crece su amplitud.
- El número de incursiones plásticas en las vigas aumenta conforme se incrementa la demanda de ductilidad de la estructura.

- El número de incursiones plásticas en las vigas se incrementa de manera importante conforme el periodo del edificio se aproxima al periodo dominante de la excitación sísmica. Bajo estas circunstancias, el diseño de la estructura requiere de un suministro adecuado de la resistencia para controlar la amplitud y número de ciclos de comportamiento plástico.

Dado que las curvas de distribución de número de incursiones plásticas demandadas durante una excitación sísmica, tienden a ser proporcionales a las curvas de capacidad de incursiones plásticas obtenidas experimentalmente, es posible concluir que puede ignorarse la manera en que la energía plástica se disipa durante la estimación del daño estructural en las vigas de un edificio. A su vez, es posible concluir que el uso pertinente de índices de daño como el de Park y Ang, aporta estimaciones razonables de daño estructural a pesar de no tomar en cuenta la manera en que se disipa la energía plástica.

6.2 Efecto de la losa de entrepiso

Varias investigaciones analíticas, experimentales y de campo, sugieren que la losa de entrepiso interactúa con las vigas como parte del mecanismo sismorresistente de un marco dúctil. Si bien, el efecto de la losa ha sido incorporado al diseño por capacidad de marcos dúctiles en los códigos modernos, a la fecha no se han realizado estudios en cuanto a la importancia de considerarla dentro del modelo de análisis que se establece para llevar a cabo la *revisión del diseño*.

Aunque con la información actualmente disponible es difícil establecer que porción de la losa interactúa con las vigas de un marco dúctil, esta tesis ofrece un estudio preliminar considerando para ello la porción de losa que contempla el reglamento del ACI con fines de diseño por capacidad. Con base en los resultados obtenidos en modelos de los edificios que consideran e ignoran la contribución de la losa conforme al modelo del ACI, se concluye que el efecto de la losa depende en gran medida del número de pisos de la estructura y por tanto, de su periodo fundamental de vibración. En particular, se observó lo siguiente:

- La presencia de la losa en un marco dúctil resulta en: a) Un incremento de la resistencia y rigidez laterales, y como consecuencia, en un mejor control de las demandas máxima y acumulada de deformación plástica en las vigas de un edificio; b) Un decremento en la capacidad de deformación local y global de un edificio, y por tanto, en su habilidad de acomodar deformaciones plásticas. Puede decirse entonces que la presencia de la losa da lugar a edificios con menos capacidad de deformación que deben acomodar menores demandas de deformación.
- La presencia de la losa tiende a resultar en un mejor desempeño sísmico de marcos dúctiles, ya que los efectos benéficos derivados de los incrementos en la resistencia y rigidez lateral de los edificios, tienden a ser mayores que los efectos perjudiciales derivados de una reducción en la capacidad de deformación lateral de un marco dúctil, y de la concentración de daño estructural en sus pisos inferiores.
- El efecto de la losa en las características mecánicas y desempeño sísmico de un edificio depende de manera importante en las dimensiones y armado de sus vigas. En particular, dicho efecto es muy importante en estructuras con vigas pequeñas que exhiben armado ligero, y tiende a ser poco importante en el caso de estructuras con vigas robustas y

armado importante. De manera indirecta, puede decirse que la importancia de la losa tiende a crecer conforme el cortante basal resistente de una estructura decrece. Conforme a esto, se sugiere considerar la contribución de la losa durante la estimación de las características mecánicas y el desempeño sísmico de marcos dúctiles de concreto reforzado de baja y mediana altura.

6.3 Desempeño sísmico de marcos dúctiles diseñados acorde al RCDF

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 implemente la etapa de *revisión del diseño* en la práctica del diseño sísmico.

En lo que se refiere a nuestras posibilidades actuales, es de especial interés conocer el nivel de desempeño sísmico esperado de las estructuras diseñadas conforme al Reglamento de Construcciones del D.F. y normas técnicas asociadas. A partir del estudio analítico del desempeño sísmico de marcos dúctiles de ocupación estándar diseñados conforme a dicho reglamento, se desprenden las siguientes observaciones:

- Atendiendo a las máximas demandas de distorsión de entrepiso, puede concluirse que los marcos dúctiles exhiben un comportamiento no estructural adecuado durante excitaciones sísmicas correspondientes a los estados límite de servicio y de seguridad.
- Atendiendo a las máximas demandas de resistencia en los elementos estructurales de los edificios, puede concluirse que los marcos dúctiles exhiben un comportamiento estructural adecuado durante excitaciones sísmicas correspondientes al estado límite de servicio.
- Atendiendo a las demandas máxima y acumulada de rotación plástica que exhiben los elementos estructurales de los edificios, puede concluirse que el marco dúctil con periodo pequeño exhibe un comportamiento estructural adecuado durante excitaciones sísmicas correspondiente al estado límite de seguridad.
- Atendiendo a las demandas máxima y acumulada de rotación plástica que exhiben los elementos estructurales de los edificios, puede concluirse que los marcos dúctiles con periodo cercano al periodo dominante de la excitación exhiben un comportamiento estructural inadecuado durante excitaciones sísmicas correspondiente al estado límite de seguridad.
- Con base en las grandes diferencias observadas en el desempeño estructural y no estructural de los tres edificios, puede decirse que convendría modificar los espectros de diseño contemplados por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Esta modificación sería en el sentido de que dichos espectros reflejaran de manera más adecuada las particularidades del sitio de la construcción (nivel de movimiento, contenido de frecuencias y duración de las excitaciones sísmicas esperadas). De esta manera, sería posible evitar el sobre-diseño de estructuras con periodo corto, y evitar que el diseño de las estructuras con periodo similar al del terreno estuviera ligeramente del lado de la inseguridad.
- Muchos investigadores han establecido que no basta controlar las distorsiones de entrepiso para asegurar un buen desempeño estructural. Los resultados presentados en esta tesis muestran que las demandas acumuladas de rotación plástica en las vigas de un marco dúctil crecen significativamente conforme el periodo del edificio se acerca al

periodo dominante de la excitación sísmica. Un diseño sísmico confiable bajo estas circunstancias sólo es posible si se incrementa, con respecto a lo que actualmente establecen las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, el cortante basal resistente de marcos dúctiles con periodo cercano al periodo del terreno.

La decisión de actualizar un código de diseño sísmico debe contemplar las circunstancias socio-económicas de la sociedad que aplica el código. Ante esto, es necesario recalcar que en la Zona del Lago del D.F., las estructuras con periodos pequeños tienden a exhibir un nivel elevando de sobre-diseño, por lo que su construcción demanda mayores recursos de los estrictamente necesarios. Por otro lado, se construyen estructuras de mediana altura que al parecer, siguen distando mucho de satisfacer el nivel requerido de confiabilidad.

Finalmente, los resultados en esta tesis sugieren que es conveniente actualizar los lineamientos del Reglamento de Construcciones del D.F. y normas técnicas asociadas, para que vayan más de la mano con los estados de la práctica en otros países y con el estado del arte en el diseño sísmico. Se requiere establecer procedimientos para lograr mejores concepciones estructurales de las estructuras, y el manejo mas transparente de conceptos como: ductilidad, rotación plástica, desplazamientos, resistencia, sobrerresistencia, fatiga de bajo número de ciclos, etc.

REFERENCIAS

- ACI 318** (2002) "Building code requirements for structural concrete", *American Concrete Institute*, Farmington Hills. 443 pp..
- Arroyo-Espinoza D, G Rangel-Torres y A Terán-Gilmore** (2000) "Efecto de la resistencia en las diferentes demandas sísmicas" *Memorias XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, Guanajuato, CDROM.
- Arroyo-Espinoza D. and Teran-Gilmore A.** (2002), "Use of strength reduction factors to account for low cycle fatigue", *Proceedings of the Seventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Boston, U.S.A.
- Avila E.** (2002); "Consideraciones de uso de la energía plástica para determinar la resistencia lateral de estructuras sismorresistentes"; Tesis de Maestría, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Michoacana de San Nicolás Hidalgo.
- 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.
- Bertero R.** (1997) "Acceptability checks for performance based design;" Report *UCB/EERC-97/05*, pp. 245-249; Universidad de California en Berkeley.
- Bertero R. D. y Bertero V. V.** (1992), "Tall reinforced concrete buildings: conceptual earthquake-resistant design methodology", *Report UCB/EERC-92/16*, University of California, 251 pages.
- Bertero R. D. and Bertero V. V.** (2000), "Application of a comprehensive approach for the performance-based earthquake-resistant design of buildings", *12th World Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand, Paper No. 0847.
- Bertero R. D., Bertero V.V. and Terán-Gilmore A.** (1996), "Performance-based earthquake-resistant design based on comprehensive design philosophy and energy concepts", *Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*; Acapulco, Mexico.
- Bertero V.V., Anderson J.C., Krawinkler H. y Miranda E.** (1991), "Design guidelines for ductility and drift limits: Review of state-of-the-practice and state-of-the-art in ductility and drift-based earthquake-resistant design of buildings", *Report UCB/EERC-91/15*, University of California at Berkeley, 146 pages.

- Bertero V. V.** (1997), "Performance-based seismic engineering: A critical review of proposed guidelines", *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Proceedings of the International Workshop*, Bled/Slovenia, A. A. Balkema, pages 1-32.
- Chai Y.H., Romstad K.M. and Bird S.M.** (1992). "Energy-based linear damage model for high-intensity seismic loading", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 121, pages 857-864.
- Chen, Y. y Gong, S.** (1986). "Double control damage index of structural ductility and dissipated energy during earthquake", *Journal of Building Structure*, 7, 1, pages 35-48.
- Chung, Y. S.; Meyer, C.; Shinozuka, M.** (1989) "Modeling of concrete damage", *ACI Structural Journal*, 86, 3, pages 259-271
- Cosenza E. and Manfredi G.** (1996), "Seismic design based on low cycle fatigue criteria", *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico.
- Cosenza E., Manfredi G. and Ramasco R.** (1990), "An evaluation of the use of damage functionals in earthquake-resistant design", *Proceedings of the Ninth European Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 9, USSR, Moscow, pages 303-312.
- Consenza E., Manfredi G. Ramasco R.** (1993), "The use of damage functionals in earthquake engineering: a comparison between different methods", *Earthquake and Structural Dynamics*, 22, 10, pages 855-868.
- ETABS** (1991), "Three Dimensional Analysis of Building Systems: Users Manual", Computers and Structures, Inc., California, Berkeley.
- Fajfar P.** (1992) "Equivalent ductility factors, taking into account low-cycle fatigue", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 21, pages 837-848.
- Fajfar P. and Fischinger M.** (1992), "An approximate method for seismic damage analysis of buildings", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, A. A. Balkema, Rotterdam, Vol. 7, pages 3921-3926.
- Fajfar P. and Krawinkler H. - Editors -** (1997), "Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes", Balkema, Slovenia.
- FEMA 273** (1997), "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", ASCE/FEMA 273 Prestandard, First Draft.
- FEMA 356** (2000), "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", ASCE/FEMA 356 Prestandard, First Draft.
- French C. W. and Boroojerdi A.** (1989) "Contribution of R/C floor slabs in resisting lateral loads", *Journal Structural Engineering*, ASCE, 115(1), 1-18.

- French C. W. and Moehle J. P.** (1991) "Effect of floor slabs on behavior of slab-beam-column connection", SP-123, *American Concrete Institute*, Farmington Hills, Michigan, pp 225-258.
- Hamburger R. O.** (1997), "Defining performance objectives", *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Proceedings of the International Workshop*, Bled/Slovenia, A. A. Balkema, pages 33-42.
- Iemura H.** (1980) "Studies of earthquake damage to Japanese low-rise buildings", *Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering*, Turkish National Committee on Earthquake Engineering et al., Istanbul, Vol. 4, pages 343-350.
- Kang-Ning L., Otani S. y Aoyama H.,** (1989); "Nonlinear earthquake response of reinforced concrete space frames with varying axial force;" *Transaction of the Japan Concrete Institute*, Vol. 11, pp. 247-254.
- Krawinkler H.** (1997), "Research issues in performance based seismic design", *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Proceedings of the International Workshop*, Bled/Slovenia, A. A. Balkema, pages 47-58.
- Krawinkler, H. and Nassar A. A.,** (1992); "Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities;" *Nonlinear seismic analysis and design of reinforced concrete buildings, Elsevier Applied Science*, pages. 95-104.
- Krawinkler H. and Zohrei M.** (1983) "Cumulative damage in steel structures subjected to earthquake ground motions", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 16(1-4), pages 531-541.
- Miranda E., Ordaz M. y Reinoso E.** (1999), "Algunas consideraciones sobre los nuevos reglamentos mexicanos de construcción de diseño por sismo", *XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Morelia, Michoacán.
- Moehle J. P.** (1992), "Displacement based design of reinforced concrete structures subjected to earthquakes", *Earthquake Spectra*, 8 (3), pages 403-428.
- Muriá Vila D.** (1991), "Efectos de Interacción suelo-estructura en edificios de mampostería", *Memorias Simposio Internacional: Seguridad Sísmica en la Vivienda Económica*, paginas 520-540.
- Muriá Vila D. y González A. R.** (1995), "Propiedades dinámicas de edificios de la Ciudad de México", *Revista de Ingeniería Sísmica*, N° 51, paginas 25-45.
- Nassar, A. A. y Krawinkler, H.** (1991). "Seismic demands for SDOF and MDOF systems", Reporte No. 95, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, *Department of Civil Engineering*, Stanford, pages 1991, 204.

- NTC-Concreto** (1995) "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, marzo
- NTC-Sismo** (1995) "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*.
- NTC-Sismo** (2001) "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, (por publicarse)
- Ordaz M., Miranda E. y Avilés J.** (2000) "Propuesta de espectros de diseño por sismo para el D.F.", *Memorias VI Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica*, Querétaro, CDROM.
- Pantazopoulou S. J., Moehle J. P. and Shahrooz B. M.** (1988), "Simple analytical model for T-Beams in flexure", *Journal Structural Engineering*, ASCE, 114(7), 1507-1523.
- Pantazopoulou S, J. and French C. W.** (2001) "Slab participation in practical earthquake design of reinforced concrete frames", *ACI Structural Journal*, 98(4), pp. 479-489.
- Park, Y. J. and Ang, A. H.** (1985), "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete"; *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 111, No. 4, pages 722-739
- Paulay T.** (1996), "Seismic design of concrete structures: The present needs of societies", *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Disc 4, Oxford, England.
- Poland C.D. y Hom D.B.** (1997), "Opportunities and pitfalls of performance based seismic engineering", *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Proceedings of the International Workshop*, Bled/Slovenia, A. A. Balkema, pages 69-78
- Prakash, V., Powell, G.H. y Campbell, S.** (1993). "DRAIN-2DX Base program description and users guide", *Reporte UCB/SEMM-93/17*, Department of Civil Engineering, Universidad de California en Berkeley.
- Priestley M. J. N.** (1993), "Myths and fallacies in earthquake engineering – conflicts between design and reality", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 26, 3, pages 329-341.
- Priestley M. J. N.** (2000), "Performance based seismic design", *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 33, No. 3, pages 325-346.
- Qi X. and Moehle J.P.** (1991), "Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes", *Report No. UCB/EERC-91/02*, University of California at Berkeley.
- RCDF-95** (1995) "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal" *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*.

- Rodríguez M.E. and Botero J.C.** (1997), "Evaluación del comportamiento de barras de acero de refuerzo sometidas a cargas monotónicas y cíclicas reversibles incluyendo pandeo", *Revista de Ingeniería Sísmica*, 56.
- RCDF-95** (1995) "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal" *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*.
- Rodríguez M.E. and Botero J.C.** (1997), "Evaluación del comportamiento de barras de acero de refuerzo sometidas a cargas monotónicas y cíclicas reversibles incluyendo pandeo", *Revista de Ingeniería Sísmica*, 56.
- Shahrooz B. M. and Moehle J. P.** (1987) "Experimental study of seismic response of RC setback building" *Report No UCB/EERC-87/16*, Earthquake Engineering Research Center, University of California Berkeley, 347 pp.
- Shahrooz B. M., Pantazopoulou S. J. and Chern S. P.** (1991) "Modeling slab contribution in frame connections", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 118(9), 2475-2494.
- Silva-Olivera H. y López-Bátiz O.** (2001). Estudio experimental sobre índices de daño en estructuras de concreto reforzado sujetas a cargas laterales, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, CD, Guadalajara, México
- Stephens J.E. and Yao J.T.P.** (1987), "Damage assessment using response measurements", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 113 (4), pages 787-801.
- Terán-Gilmore A. y Bertero V.** (1993) "Seismic performance of a 30-story building located on soft soil and designed according to UBC 1991", *Reporte No. UCB/EERC-93/04*, University of California at Berkeley, 356 pages
- Teran-Gilmore A.** (1996a), "Performance-based earthquake-resistant design of framed buildings using energy concepts", Thesis (Ph. D. in Civil Engineering), University of California, Berkeley, 421 pages.
- Teran-Gilmore A.** (1996b), "Diseño sismorresistente basado en el desempeño sísmico de las estructuras", *Décimo Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Mérida, Yucatán.
- Teran-Gilmore A.** (1998a), "A parametric approach to performance-based numerical seismic design", *Earthquake Spectra*, Vol. 14, No. 3, pages 501-520.
- Teran-Gilmore A.** (1998b), "Características dinámicas y desempeño sísmico de marcos dúctiles de concreto reforzado", *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Vol. 1, Monterrey, México, paginas 564-573.
- Terán Gilmore A. y Reyes Salinas C.** (2001), "Consideraciones para el diseño dual de edificios", *XIII Congreso de Ingeniería Estructural*, CD, Puebla, México.

- Teran-Gilmore A. and Avila E.** (2001), "Plastic energy as a design parameter", *Proceedings of Earthquake Resistant Engineering Structures III*, 1, pages 55-64.
- Teran-Gilmore A.** (2002a) "Diseño por Desempeño: Antecedentes, conceptos generales y perspectivas", *Séptimo Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica*, Cuernavaca-Morelos.
- Terán Gilmore A.** (2002b), "Use of response spectra during global predesign", *Twelfth European Conference on Earthquake Engineering*, Oxford, United Kingdom.
- Terán-Gilmore, Avila E y Rangel Torres G.** (2003) "On the use of plastic energy to establish strength requirements in ductile structures", *Engineering Structures*,
- U. S.-Japan Research** (1988) "Seismic Design Implication", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 114(9), pp. 2000-2016.
- Velez O. A. and French C. W.** (1989) "R/C Beam-Column-Slab subassemblages subjected to lateral loads", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 115(6), 1289-1308.
- VISION 2000 COMMITTEE** (1995) "Performance based seismic engineering of building" Structural Engineering Association of California (SEAOC).
- Williams, M. S. and Sexsmith, R. G.,** (1995); "Seismic damage indices for concrete structures: a state-of-the-art review;" *Earthquake Spectra*, Vol.11, No 2, pages 319-349.
- Williams, M. S. and Sexsmith, R. G.,** (1997); "Seismic assessment of concrete bridges using inelastic damage analysis" *Engineering Structures*, 19, 3, pp. 208-216.