



Casa abierta al tiempo
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA METROPOLITANA

**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA METROPOLITANA
UNIDAD AZCAPOTZALCO**

**DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS
E INGENIERÍA.**

**POSGRADO EN INGENIERÍA
ESTRUCTURAL**

**“SISTEMA PASIVO DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA PARA EDIFICIOS DE
MEDIANA ALTURA DESPLANTADOS EN LA ZONA DEL LAGO DEL
DISTRITO FEDERAL”**

TESIS DE MAESTRÍA

**Que como requisito para obtener el grado de
MAESTRÍA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL
PRESENTA:**

NEFTALÍ VIRTO CAMBRAY

DIRECTOR DE TESIS: DR. AMADOR TERÁN GILMORE
México, Distrito Federal.
Junio del 2006

AGRADECIMIENTOS

La realización de este trabajo fue posible a la ayuda de especialistas en el tema e instituciones dedicadas a apoyar el desarrollo tecnológico y científico de nuestro país, por este motivo agradezco especialmente a:

El Dr. Amador Terán Gilmore por su excelente dirección y asesoría.

A la Dra. Sonia E. Ruiz, al Dr. Juan Casillas García De León y al M. En I. Javier Alonso García, por el tiempo dedicado a la revisión a este trabajo y por sus valiosas observaciones y aportaciones.

A los Profesores del Posgrado en Ingeniería Estructural de la Universidad Autónoma Metropolitana por la formación académica.

Al Consejo Nacional De Ciencia Y Tecnología (CONACYT) por ayudarme a alcanzar esta meta académica mediante el financiamiento de los estudios de Posgrado.

A la Universidad Autónoma Metropolitana (UAM), por brindarme la oportunidad de cursar los estudios del Posgrado en Ingeniería estructural.

CONTENIDO GENERAL.

Índice.i
Objetivo. iii
Alance. iii
Lista de figurasiv
Lista de tablas vii

INDICE.

1. INTRODUCCIÓN. 1
 1.1. Demandas de energía en la ciudad de México. 2
 1.2. Consideraciones de diseño para edificios de mediana
 altura ubicados en el Distrito federal. 3
 1.3. Sistemas pasivos de disipación de energía. 4
 1.4. Contribución de esta tesis. 7

2. CONTRAVIENTOS DES-ADHERIDOS. 9
 2.1. Concepto. 9
 2.2. Comportamiento de marco con sistema de
 contravientos des-adheridos. 14
 2.3. Antecedentes experimentales. 16
 2.4. Consideraciones de diseño. 21
 2.5. Consideraciones para el diseño por desempeño de un
 sistema de contravientos des-adheridos. 26
 2.6. Consideraciones para el planteamiento de una
 metodología de diseño por desempeño. 31

3. SISTEMA GRAVITACIONAL. 34
 3.1. Diseño del sistema gravitacional (detallado mínimo,
 $Q=2$). 34
 3.2. Características mecánicas y dinámicas del sistema
 gravitacional. 40

4. SISTEMA DE CONTRAVIENTOS DESADHERIDO.	47
4.1. Consideraciones de desempeño	47
4.2. Metodología de diseño.	52
4.3. Excitaciones sísmicas de diseño.	56
4.4. Ejemplo de aplicación.	58
4.5. Características mecánicas de edificio con sistema de contraventeo	65
4.6. Desempeño sísmico de edificio con sistema de contraventeo	68
4.7. Consideración de la sobrerresistencia en el ejemplo ilustrativo.	71
5. CONCLUSIONES.	78
5.1. Acero óptimo.....	78
5.2. Recomendaciones de diseño.	78
5.3. Desempeño estructural.	79
5.4. Investigaciones futuras.....	80
6. REFERENCIAS.	82

Objetivo.

El objetivo del presente trabajo es plantear las bases desde un punto de vista analítico, para el desarrollo de un sistema de disipación de energía basado en el uso de contravientos des-adheridos (Unbonded braces). El uso correcto de disipadores pasivos de energía es relevante para la concepción, diseño y reparación de estructuras de mediana altura ubicadas en la zona del lago del D. F. } Sobra.

Alcance.

La metodología aplicada en este trabajo referente al diseño de contravientos des-adheridos aplica al diseño de edificios con periodo fundamental cercano al periodo dominante del suelo donde se desplantan, y que además exhiben un comportamiento como vigas de corte, es decir, estructuras en las que la relación entre su altura y las dimensiones de su base las hacen estructuras que no son esbeltas.

LISTA DE FIGURAS.

Figura 1.1	<i>Clasificación de los edificios según su periodo (T) respecto al periodo dominante del suelo (T_D)</i>	3
Figura 2.1	<i>Inclusión del dispositivo de disipación de energía en la estructura</i>	9
Figura 2.2	<i>Contraviento desadherido</i>	10
Figura 2.3	<i>Comportamiento de contraviento con material confinante</i>	11
Figura 2.4	<i>Ciclo histerético característico de contraviento con material confinante adherido</i>	11
Figura 2.5	<i>Efectos estructurales de la adherencia en contraviento con camisa</i>	12
Figura 2.6	<i>Detalle de contraviento desadherido</i>	13
Figura 2.7	<i>Ciclo histerético característico de contraviento desadherido</i>	14
Figura 2.8	<i>Comportamiento propuesta para marco gravitacional con sistema de contravientos desadheridos</i>	15
Figura 2.9	<i>Rehabilitación de sistema de contravientos desadheridos</i>	16
Figura 2.10	<i>Contravientos desadheridos probados por Watanabe et al</i>	17
Figura 2.11	<i>Resultados obtenidos por Watanabe et al</i>	18
Figura 2.12	<i>Configuración experimental de las pruebas llevadas a cabo en la Universidad de California</i>	18
Figura 2.13	<i>Respuesta de espécimen 99-1</i>	19
Figura 2.14	<i>Respuesta de espécimen 99-2</i>	20
Figura 2.15	<i>Respuesta de espécimen 00-12</i>	20
Figura 2.16	<i>Componentes resistentes de un contraviento desadherido</i>	21
Figura 2.17	<i>Trabajo conjunto entre núcleo de acero y material confinante</i>	21
Figura 2.18	<i>Modos superiores de pandeo</i>	24
Figura 2.19	<i>Soporte lateral provisto por material confinante</i>	25
Figura 2.20	<i>Notación para ayudas de diseño</i>	27
Figura 2.21	<i>Rigidez lateral de contraviento en función de su ángulo de inclinación</i>	28
Figura 2.22	<i>Distorsión de fluencia en función del ángulo de inclinación y esfuerzo de fluencia de un contraviento</i>	30
Figura 2.23	<i>Fuerza lateral en función del ángulo de inclinación y esfuerzo de fluencia de un contraviento</i>	31
Figura 3.1	<i>Configuración estructural de los marcos del edificio bajo consideración</i>	35

LISTA DE FIGURAS (Continuación).

Figura 3.2	<i>Detalle general del armado de la losa</i>	36
Figura 3.3	<i>Cargas gravitacionales de diseño</i>	37
Figura 3.4	<i>Resultados obtenidos del análisis estructural</i>	38
Figura 3.5	<i>Dimensiones y refuerzo para las vigas del marco externo</i>	39
Figura 3.6	<i>Dimensiones y refuerzo para las vigas del marco interno</i>	39
Figura 3.7	<i>Propiedades de las columnas</i>	40
Figura 3.8	<i>Numeración de nodos y barras del modelo para análisis no lineal</i>	42
Figura 3.9	<i>Secuencia de formación de articulaciones plásticas</i>	43
Figura 3.10	<i>Gráfica cortante basa contra deformación del sistema de marcos</i>	44
Figura 3.11	<i>Desplazamientos de piso en función del desplazamiento de azotea</i>	45
Figura 3.12	<i>Distorsiones de entrepiso en función del desplazamiento de azotea</i>	45
Figura 4.1	<i>Distorsión de fluencia en función del ángulo de inclinación y esfuerzo de fluencia de un contraviento</i>	51
Figura 4.2	<i>Uso de DI_{max} para plantear el control del desplazamiento lateral de una edificación</i>	52
Figura 4.3	<i>Uso de espectro de desplazamientos para obtener periodo máximo (Terán 2004)</i>	54
Figura 4.4	<i>Matriz de masa y rigidez para un sistema de 5 grados de libertad</i>	55
Figura 4.5	<i>Sistema de contravientos desadheridos</i>	58
Figura 4.6	<i>Periodo máximo de diseño para el estado límite de servicio</i>	58
Figura 4.7	<i>Periodo máximo de diseño para el estado límite de seguridad</i>	59
Figura 4.8	<i>Longitud efectiva de un contraviento</i>	60
Figura 4.9	<i>Coefficiente sísmico de diseño para el estado límite de servicio</i>	62
Figura 4.10	<i>Coefficiente sísmico de diseño para el estado límite de seguridad</i>	62
Figura 4.11	<i>Diseño por resistencia de los contravientos</i>	63
Figura 4.12	<i>Axiales de diseño para vigas de soporte</i>	64
Figura 4.13	<i>Axiales de diseño para columnas de soporte</i>	64
Figura 4.14	<i>Sección transversal de columnas y vigas de soporte</i>	65
Figura 4.15	<i>Modelo de análisis no lineal de edificio con contravientos desadheridos</i>	65

LISTA DE FIGURAS (Continuación).

Figura 4.16	<i>Curvas de desplazamiento de azotea contra cortante basal de edificio completo</i>	<i>66</i>
Figura 4.17	<i>Secuencia de plastificaciones en el sistema de contravientos</i>	<i>66</i>
Figura 4.18	<i>Desplazamientos de piso en función del desplazamiento de azotea, $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$</i>	<i>67</i>
Figura 4.19	<i>Distorsiones de entrepiso en función del desplazamiento de azotea, $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$</i>	<i>67</i>
Figura 4.20	<i>Desempeño esperado del edificio, $f_y = 2375 \text{ kg/cm}^2$</i>	<i>69</i>
Figura 4.21	<i>Desempeño esperado del edificio, $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$</i>	<i>70</i>
Figura 4.22	<i>Cortante basal promedio</i>	<i>71</i>
Figura 4.23	<i>Curvas de desplazamiento de azotea contra cortante basal del sistema completo</i>	<i>72</i>
Figura 4.24	<i>Cortante basal promedio, reducido por un factor de resistencia</i>	<i>73</i>
Figura 4.25	<i>Desplazamientos de piso en función del desplazamiento de azotea, $f_y = 2375 \text{ kg/cm}^2$</i>	<i>74</i>
Figura 4.26	<i>Distorsiones de entrepiso en función del desplazamiento de azotea, $f_y = 2375 \text{ kg/cm}^2$</i>	<i>74</i>
Figura 4.27	<i>Desempeño esperado del edificio, $f_y = 2375 \text{ kg/cm}^2$</i>	<i>76</i>
Figura 4.28	<i>Desempeño esperado del edificio, $f_y = 2375 \text{ kg/cm}^2$</i>	<i>76</i>
Figura 5.1	<i>Ubicación del sistema de contravientos para obtener una mejor redundancia</i>	<i>79</i>

LISTA DE TABLAS.

Tabla 2.1	<i>Propiedades de contravientos desadheridos probados por Watanabe et al</i>	17
Tabla 3.1	<i>Análisis de cargas muertas</i>	35
Tabla 3.2	<i>Momentos flexionantes resistentes y de diseño para las vigas externas</i>	39
Tabla 3.3	<i>Momentos flexionantes resistentes y de diseño para las vigas internas</i>	40
Tabla 4.1	<i>Distorsión de entrepiso que causa daño en elementos estructurales</i>	48
Tabla 4.2	<i>Distorsión de entrepiso que causa daño en elementos no estructurales</i>	49
Tabla 4.3	<i>Acelerogramas correspondientes al estado límite de servicio</i>	57
Tabla 4.4	<i>Acelerogramas correspondientes al estado límite de seguridad</i>	57
Tabla 4.5	<i>Diseño por resistencia de los contravientos</i>	63
Tabla 4.6a	<i>Demandas máximas de desplazamiento (Servicio)</i>	68
Tabla 4.6b	<i>Demandas máximas de desplazamiento (Seguridad)</i>	68
Tabla 4.7a	<i>Demandas máximas de distorsión (Servicio)</i>	70
Tabla 4.7b	<i>Demandas máximas de distorsión (Seguridad)</i>	70
Tabla 4.8	<i>Diseño de contravientos considerando sobrerresistencia</i>	72
Tabla 4.9a	<i>Demandas máximas de desplazamiento (Servicio)</i>	75
Tabla 4.9a	<i>Demandas máximas de desplazamiento (Seguridad)</i>	75
Tabla 4.10a	<i>Demandas máximas de distorsión (Servicio)</i>	77
Tabla 4.10a	<i>Demandas máximas de distorsión (Seguridad)</i>	77

1. INTRODUCCIÓN

Al estudiar las razones por las cuales varios eventos sísmicos recientes han resultado en pérdidas económicas y humanas excesivas, la comunidad internacional de ingeniería sísmica ha empezado a entender con claridad que el nivel de daño estructural y no estructural en una estructura sismorresistente, así como el daño en su contenido, se deriva de la deformación y/o movimiento excesivo de la misma (Consejo Consultivo Sobre Sismos, 2006).

De acuerdo al documento GRAN VISIÓN (Consejo Consultivo Sobre Sismos, 2006), la innovación en ingeniería sísmica puede entenderse a partir del planteamiento de sistemas estructurales, ya sea tradicionales o innovadores, que puedan controlar adecuadamente el nivel de daño en las estructuras a través de controlar su deformación y movimiento durante las excitaciones sísmicas.

Estudios recientes indican que las estructuras dúctiles desplazadas en la Zona del Lago del D. F., particularmente aquellas cuyo periodo dominante de vibración se acerca al periodo dominante del terreno, pueden verse sujetas a demandas severas de deformación plástica. El nivel de diseño que se requiere para garantizar la seguridad estructural de las construcciones bajo estas circunstancias resulta en soluciones estructurales poco eficientes desde un punto de vista económico. Una forma de aliviar esta problemática consiste en desarrollar sistemas de disipación pasiva de energía para las estructuras de baja y mediana altura ubicadas en la Zona del Lago de Ciudad de México.

1.1. Demandas de energía en la ciudad de México

Los movimientos sísmicos registrados en el Valle de México exhiben particularidades importantes derivadas de las condiciones geológicas del mismo. En particular, los movimientos sísmicos generados en la Zona del Lago del D. F. exhiben una gran amplificación respecto a los movimientos registrados en zona de terreno firme. Terán (2005) destaca tres particularidades importantes de los movimientos de terreno generados en la Zona del Lago del D. F.:

- 1) Que su zona de amplificación dinámica se da para periodos mucho mayores que los observados en cualquier otro tipo de terreno;
- 2) Que las ordenadas elásticas de pseudo-aceleración en la zona de amplificación dinámica son bastante mayores (de 5 a 6 veces) que la aceleración máxima del terreno (que corresponde a la ordenada al origen dentro de un espectro de pseudo-aceleración);
- 3) Que su contenido de energía (o la severidad de las demandas plásticas que son capaces de inducir) es mayor que el correspondiente a cualquier movimiento registrado hasta el momento en el mundo.

Investigaciones recientes sugieren que las estructuras dúctiles ubicadas en la Zona del Lago del D. F. deben acomodar demandas muy severas de deformación plástica acumulada. Particularmente, este es un problema para aquellas estructuras cuyo periodo fundamental de vibración (T) se acerca al periodo dominante del suelo (T_g) donde se desplantan. Al respecto (Terán y Bahena 2004). Varios estudios analíticos muestran la preocupación de varios investigadores mexicanos alrededor de este tema (Terán 1998, Rodríguez y Ariztizabal 1999, Huerta y Reinoso 2002, Bojórquez y Ruiz 2004).

La Figura 1.1 muestra de manera esquemática las estructuras cuyo periodo se aproxima al periodo dominante del terreno en la Zona del Lago del D. F., y que por esta razón, podrían verse sujetas a demandas acumuladas severas de deformación plástica. Aparte de las investigaciones analíticas y experimentales que permiten entender por qué las estructuras de mediana altura están sujetas a mayores daños, las experiencias derivadas del sismo de 1985 han permitido corroborar esta situación.

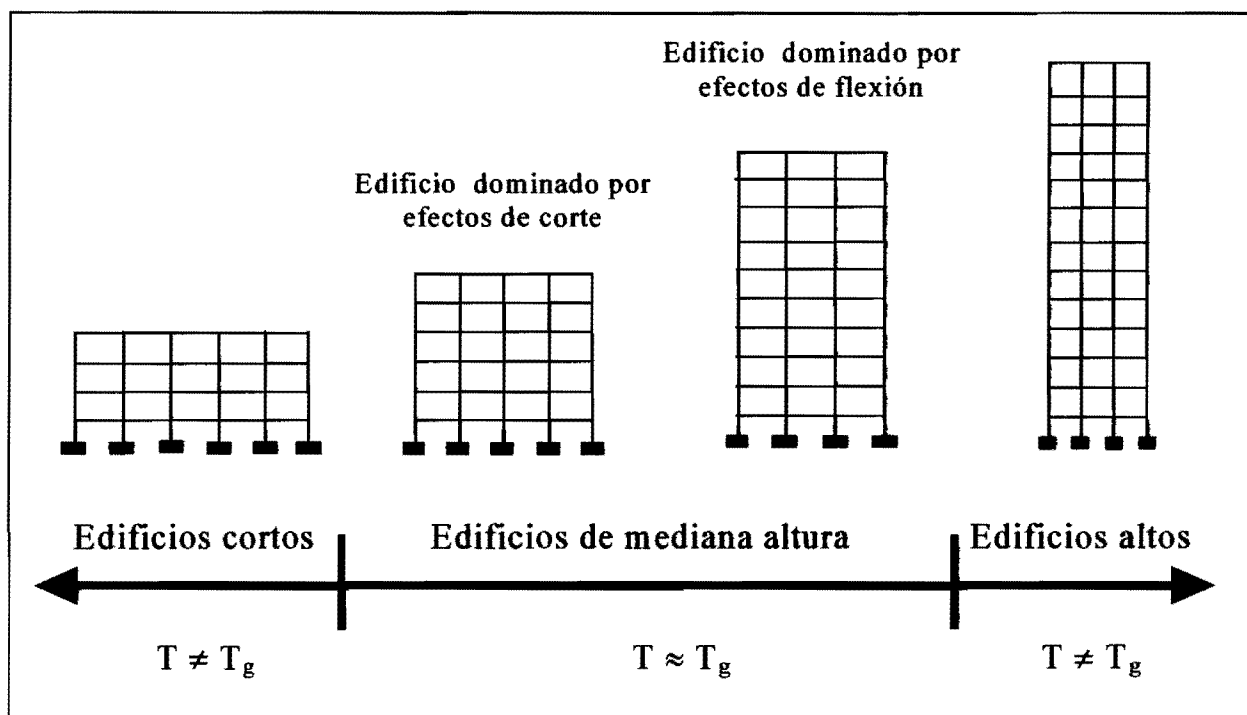


Figura 1.1 Clasificación de los edificios según su periodo (T) respecto al periodo dominante del suelo (T_g)

1.2. Consideraciones de diseño para edificios de mediana altura ubicados en la Zona del Lago del Distrito Federal

Se ha sugerido que una forma de proteger las estructuras del efecto de las demandas severas de deformación plástica acumulada consiste en diseñarlas para que acomoden durante la excitación sísmica demandas máximas de deformación que sean del orden del 50% al 60% de su deformación última (Terán y Bahena 2004). Dado que la resistencia lateral de una estructura sismorresistente es la propiedad mecánica que controla las demandas máximas y acumuladas de deformación plástica, el diseño contra fatiga de bajo número de ciclos en la Zona del Lago del D. F. ha dado lugar a niveles de diseño de resistencia que resultan relativamente altos. Dentro de las opciones que se han desarrollado recientemente para subsanar esta situación, se cuenta con el concepto de espectros de resistencia para ductilidad acumulada constante, discutido en detalle por Terán y Bahena (2004). La aplicación de metodologías de diseño que consideren explícitamente las demandas acumuladas de deformación plástica ha dado lugar a estructuras muy robustas con un alto contenido de acero (Simón 2005, Sánchez y Terán 2005).

1.3 Sistemas pasivos de disipación de energía

Cuando una estructura de ocupación estándar se ve sujeta a sismos severos, es probable que se deforme mas allá del límite elástico, de tal manera que pueda sobrevivir la excitación sísmica a través de disipar cantidades importantes de energía plástica. La disipación de energía plástica, en puntos previamente identificados (articulaciones plásticas) resulta en daños estructurales de importancia en los elementos estructurales, particularmente si como en el caso de la zona blanda de la Ciudad de México, la estructura se ve sujeta a excitaciones sísmicas con alto contenido de energía. Una manera de aliviar esta situación consiste en proporcionarle a la estructura un amortiguamiento adicional a través de la inclusión de disipadores de energía. Es posible reducir los efectos causados por los sismos al disipar por medio de dispositivos especiales un porcentaje importante de la energía que la excitación sísmica introduce a la estructura (energía de entrada).

El balance de energía en una estructura sismorresistente puede plantearse como:

$$E_I = E_K + E_S + E_\xi + E_H \quad (1.1)$$

Donde:

$E_I \rightarrow$ Energía que introduce el sismo a la estructura.

$E_K \rightarrow$ Energía cinética en la estructura.

$E_S \rightarrow$ Energía de deformación en la estructura.

$E_\xi \rightarrow$ Energía disipada por amortiguamiento viscoso.

$E_H \rightarrow$ Energía disipada por comportamiento histerético.

A partir del análisis de la Ecuación 1.1 es posible entender por qué si se le proporciona a la estructura un amortiguamiento adicional (incremento en el término E_ξ) es posible disminuir el daño estructural a través de reducir la energía disipada por comportamiento histerético del sistema estructural tradicional.

Entre las razones por las cuales es conveniente añadir dispositivos disipadores de energía a las estructuras sismorresistentes, pueden mencionarse las siguientes:

- Proporcionar amortiguamiento adicional a la estructura.
- Disminuir las velocidades, aceleraciones y fuerzas cortantes de entrepiso.
- Controlar las deformaciones plásticas (máximas y acumuladas).
- Reducir la cantidad de articulaciones plásticas.

Un edificio típico cuenta con un porcentaje de amortiguamiento crítico cercano al 5%. Se ha estimado que es posible elevar este porcentaje hasta valores del orden de 20% a 25% mediante la adición de dispositivos pasivos de energía. Definir qué tanto amortiguamiento adicional se le provee a una estructura implica establecer un balance entre los beneficios estructurales y la disminución del costo indirecto de la estructura, con el costo directo adicional que implica la adición del amortiguamiento.

En términos generales, los sistemas de disipación de energía se dividen en dos:

- *Sistemas pasivos.* Las propiedades mecánicas de estos sistemas permanecen casi constantes durante la excitación sísmica. Ejemplos de estos sistemas son los aisladores de base con amortiguamiento adicional, dispositivos de disipación de energía viscosa y visco-elástica, y dispositivos de disipación de energía por fricción o fluencia del material.
- *Sistemas activos.* Están constituidos por dispositivos que cambian sus características mecánicas en función de la respuesta del edificio.

Dado que a corto plazo es realista desarrollar e implementar en México dispositivos pasivos de disipación de energía, a continuación se describen algunos de ellos:

- *Dispositivos de disipación viscosos.* Estos dispositivos proporcionan a la estructura un amortiguamiento adicional sin añadir rigidez lateral al sistema estructural. La fuerza máxima desarrollada por estos dispositivos puede determinarse como el producto del coeficiente de amortiguamiento y la máxima velocidad relativa del dispositivo.
- *Dispositivos de disipación visco-elástico.* Estos dispositivos proporcionan, además de amortiguamiento adicional a la estructura, una rigidez lateral adicional. Con fines de modelado de la estructura, es necesario sumar la rigidez lateral del sistema estructural y la rigidez lateral que proveen los dispositivos disipadores de energía. La fuerza total máxima desarrollada por el dispositivo es la suma de la componente que se desarrolla a partir de la rigidez y la componente viscosa debida a la velocidad relativa que se induce al dispositivo.
- *Dispositivos de disipación por fricción y por fluencia metálica.* En estos dispositivos, la fuerza de fricción por deslizamiento o la fuerza de fluencia de un metal es el parámetro clave en la selección del tipo de dispositivo por utilizarse. Una condición que debe observar un dispositivo de energía confiable es la estabilidad de su ciclo histérico en presencia de cargas cíclicas. Vale la pena hacer notar que la conversión de la histéresis por fricción o fluencia en un coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente arroja un modelado menos satisfactorio que para el caso de dispositivos viscosos y visco-elásticos. Recientemente se ha discutido la necesidad de establecer metodologías de diseño basadas en el control del desplazamiento para estructuras con este tipo de dispositivos. Un ejemplo del desarrollo de este tipo de metodologías en México puede encontrarse en Badillo (2000). En general, este tipo de metodologías requieren llevar a cabo un análisis tipo estático no lineal bajo deformación lateral monótonamente creciente (push over) de la estructura con dispositivos, y un análisis dinámico simplificado que contemple de alguna manera el comportamiento histérico de los mismos.

1.4. Contribución de esta tesis

Algunas razones que el documento GRAN VISIÓN (Consejo Consultivo Sobre Sismos, 2006) identifica para que México innove la práctica de la ingeniería sísmica son:

- 1) Plantear metodologías de diseño y sistemas estructurales que logren en que el daño estructural en la estructura se concentre en *fusibles* estructurales predefinidos que puedan ser reparados o reemplazados a bajo costo.
- 2) Plantear metodologías de diseño y sistemas estructurales que permitan alcanzar de manera óptima niveles prescritos de confiabilidad. Esto implica considerar opciones que reduzcan en lo posible el costo presente de la estructura, el cual deberá considerar el costo directo de construcción, el costo de rehabilitación o reposición en caso de daños severos, y el costo derivado de las pérdidas indirectas ocasionadas por la suspensión de la operación de la estructura.
- 3) Fomentar el desarrollo en México de materiales y sistemas estructurales sismorresistentes que desanimen tanto la importación de tecnologías que resultan caras para el país, como la aplicación no fundamentada de tecnologías que han sido exitosas durante la construcción de estructuras en zonas no sísmicas.

Este trabajo representa el inicio de una serie de esfuerzos por desarrollar en México un sistema pasivo de disipación de energía basado en el uso de contravientos desadheridos. Aunque en el capítulo 2 de esta tesis se discute en detalle el concepto de contraviento desadherido, baste decir por el momento que este dispositivo consiste en un contraviento al que se añade una camisa para elevar sustancialmente su momento de inercia sin incrementar su resistencia a la fluencia. Esto se hace con el objeto de lograr un contraviento que no se pandee cuando esta sujeto a compresión, de tal manera que exhiba un comportamiento histerético estable, tanto a tensión como a compresión.

Se presenta una serie de estudios analíticos con el propósito de determinar la pertinencia de utilizar contravientos desadheridos para disipar las altas demandas de energía que sufren los edificios de mediana altura ubicados en la Zona del Lago. Como parte de estos estudios se define

el tipo de acero con el cual deben fabricarse los contravientos desadheridos en México para obtener un buen balance entre su desempeño estructural para los estados límite de servicio y seguridad. Además se desarrolla una metodología de diseño por desempeño para el diseño sísmico del sistema de contravientos y la estructura que los recibe.

En resumen, la filosofía de diseño para la estructura con contravientos desadheridos se basa en lo siguiente:

- Estado límite de servicio: Tanto los contravientos desadheridos como el sistema destinado a soportar la carga gravitacional deben permanecer sin daño estructural (se acepta agrietamiento leve del sistema gravitacional). Los elementos no estructurales deben permanecer sin daño alguno.
- Estado límite de seguridad: El sistema destinado a soportar la carga gravitacional debe ser capaz de operar al 100% de su capacidad después del sismo, lo que implica que sus elementos estructurales pueden exhibir leves demandas de comportamiento plástico. El sistema de contravientos desadheridos debe desarrollar comportamiento plástico de importancia que le permita disipar un porcentaje elevado de la energía de entrada que la excitación sísmica induce en la estructura. En cuanto a los elementos no estructurales, debe evitarse su colapso local. Una de las razones por las que se adopta este esquema es que si el marco permanece prácticamente elástico, las deformaciones residuales en la estructura se eliminan una vez que se retiren los contravientos desadheridos dañados, y bajo estas circunstancias, la rehabilitación de la estructura consiste exclusivamente en sustituir los contravientos que fluyeron durante la excitación sísmica.

Finalmente, cabe mencionar que aunque el tratamiento que se le da en esta tesis al sistema de contraviento desadherido corresponde al diseño de una estructura nueva, los planteamientos pueden ser fácilmente adaptados para la rehabilitación de estructuras existentes.

2. CONTRAVIENTOS DESADHERIDOS

En este capítulo se presenta el concepto de contraviento desadherido. Además de reportar los desarrollos analíticos y experimentales hechos en otros países, se comentan algunos de los conceptos básicos acerca del comportamiento de los contravientos desadheridos, y se discuten algunas de las consideraciones que deben hacerse durante su diseño. Finalmente, se presentan desarrollos analíticos que hacen posible el diseño de un sistema de contravientos desadheridos dentro de un contexto de diseño por desempeño, y se esboza la filosofía de diseño de la estructura gravitacional y el sistema de contravientos desadheridos.

2.1. Concepto

Como cualquier sistema de contravientos, un sistema de contravientos desadheridos aporta rigidez lateral a la estructura gravitacional que los recibe. Sin embargo, la estabilidad del ciclo histerético de los contravientos desadheridos debe resultar en que exhiban una alta capacidad para disipar energía. La Figura 2.1 muestra configuraciones típicas para un sistema de contravientos desadheridos.

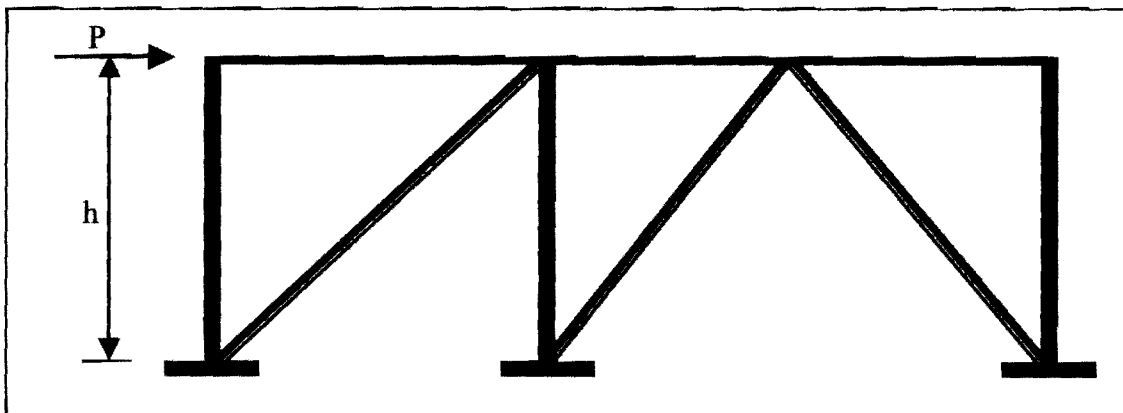


Figura 2.1 Inclusión del dispositivo de disipación de energía en la estructura..

La idea detrás de un contraviento desadherido consiste básicamente en evitar el pandeo por efectos de esbeltez durante la compresión que pudiera inducirle un evento sísmico. Dado que los contravientos suelen trabajar de una manera estable a tensión, lo que se consigue con esto es un dispositivo capaz de disipar energía de manera muy estable en presencia de varias

reversiones de carga. La Figura 2.2 muestra el concepto de contraviento desadherido, e ilustra sus diferentes componentes: A) Una barra sólida de acero que disipa energía a través de su extensión o contracción axial, B) Material confinante que restringe el pandeo del contraviento, y C) Camisa de acero que mantiene la integridad del material confinante y aporta mayor restricción el pandeo.

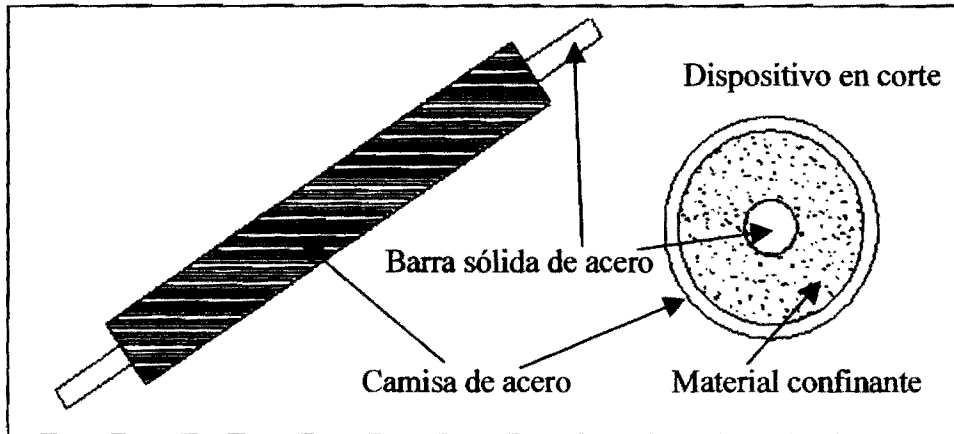


Figura 2.2 Contraviento desadherido.

El término desadherido se refiere al hecho de que la barra sólida de acero se aísla del mortero o concreto confinante; es decir, que se impide contacto en la interfase entre ambos materiales. Quizá la mejor manera de explicar la necesidad de desadherir la barra de acero consista en discutir las implicaciones de adherirla. Si el dispositivo se encontrara adherido al mortero o concreto confinante, su comportamiento a compresión sería el mostrado en la Figura 2.3a. Como se muestra, la barra de acero toma inicialmente la compresión a través del esfuerzo axial que se desarrolla en ella (σA). El estado de compresión en la barra provoca la expansión del área de su sección transversal, lo que a su vez provoca la existencia de esfuerzos de fricción en la interfase acero/material confinante (mortero o concreto). Estos esfuerzos de fricción se adicionan a la resistencia axial de la barra, de tal manera que la resistencia a compresión de la barra puede llegar a ser sustancialmente mayor que σA . Si se somete al dispositivo a tensión, la resistencia está dada por el esfuerzo inducido en la barra por el área de su sección transversal.

Como se mencionó anteriormente, el material confinante está constituido ya sea por concreto o mortero y, como material confinante debe:

- A) Tener resistencia para soportar los esfuerzos resultantes de los modos que el núcleo acomode ante esfuerzos axiales de compresión.
- B) Contar con aditivos expansivos y/o estabilizadores de volumen con el propósito de asegurar que no existan oquedades, resultando en un confinamiento adecuado.
- C) Asegurar un curado adecuado, con el objetivo de evitar las posibles grietas

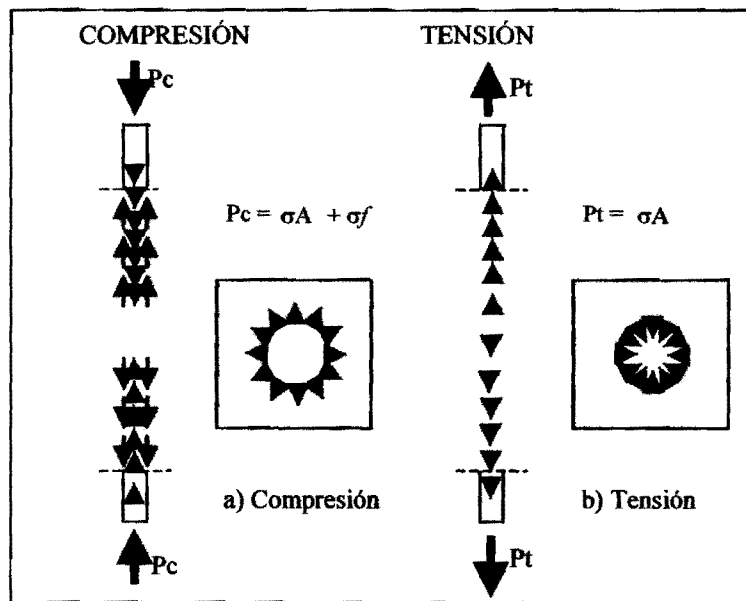


Figura 2.3 Comportamiento de contraviento con material confinante

Conforme muestra la Figura 2.4, la adherencia en el contraviento resulta en un ciclo histerético asimétrico, caracterizado por una mayor resistencia a compresión que a tensión.

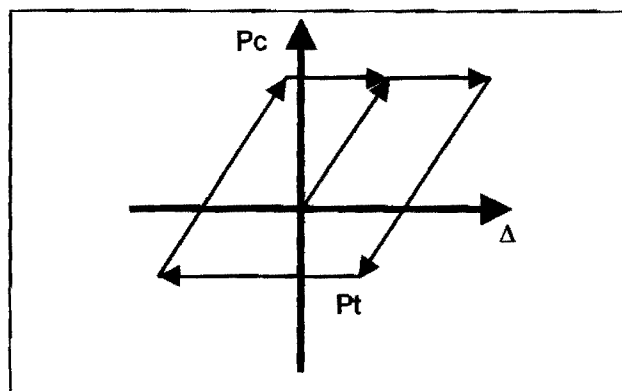


Figura 2.4 Ciclo histerético característico de contraviento con material confinante adherido

La adherencia en los contravientos puede dar lugar a situaciones como la mostrada en la Figura 2.5, donde se muestra el caso en que una diferencia sustancial entre la capacidad a compresión y tensión del contraviento da lugar a fuerzas cortante muy elevadas en las vigas que soportan al sistema de contravientos. El nivel de corte en casos como estos dificultaría enormemente el diseño, y fácilmente podría llevar a un desempeño sísmico deficiente del sistema.

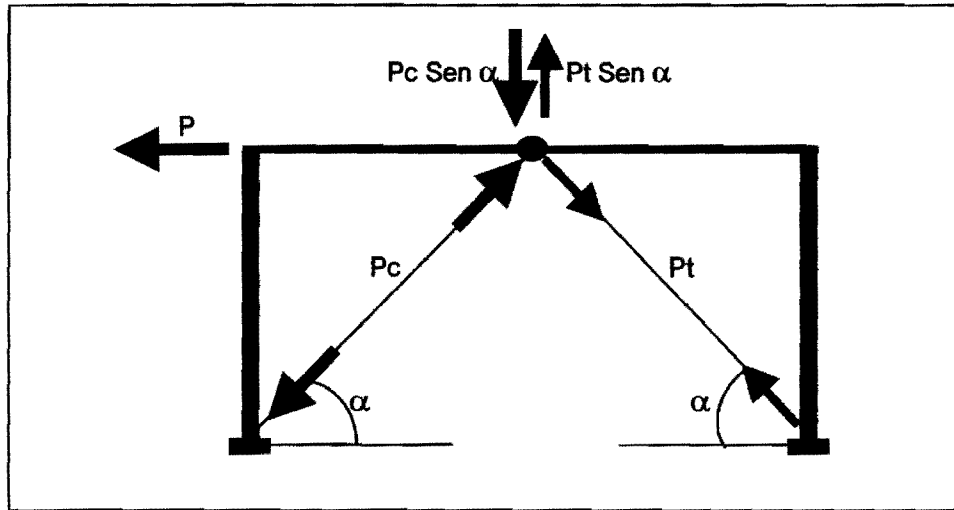


Figura 2.5 Efectos estructurales de la adherencia en contraviento con camisa

La expansión del área de la sección transversal debida a la compresión y la contracción por tensión, son efectos mecánicamente imposibles de evitar. Sin embargo, los esfuerzos de fricción que se desarrollan en la interfase pueden eliminarse si se desadhiere la barra de acero del mortero o concreto confinante. Entre los materiales desadherentes que se han usado hasta el momento se tienen los siguientes: pintura de asfalto, viniles, cintas de espuma, caucho, silicón, teflón, y combinaciones de los materiales anteriores.

El material desadherente debe:

- A) Evitar la fricción a través de aportar suficiente espacio para acomodar la expansión del área de la sección transversal de la barra de acero,
- B) Ser resistente al efecto de deslizamiento que se presente en el dispositivo por efectos de gravedad,

- C) Ser fácilmente adquirible, y
- D) Permitir su fácil colocación.

La Figura 2.6 muestra en detalle las características típicas de un contraviento desadherido. Note la existencia de segmentos restringidos de barra que fluyen y no fluyen. Mientras que el segmento restringido que fluye se encarga de disipar energía, el segmento restringido que no fluye acomoda las deformaciones axiales de compresión de la barra. El corte A-A muestra el arreglo de núcleo de acero, agente desadherente, mortero o concreto confinante, y camisa de acero. El segmento no restringido de la barra de acero hace posible la conexión con el marco gravitacional. Note que las dimensiones de la barra aumentan en la zona no restringida con el fin de no fomentar su pandeo.

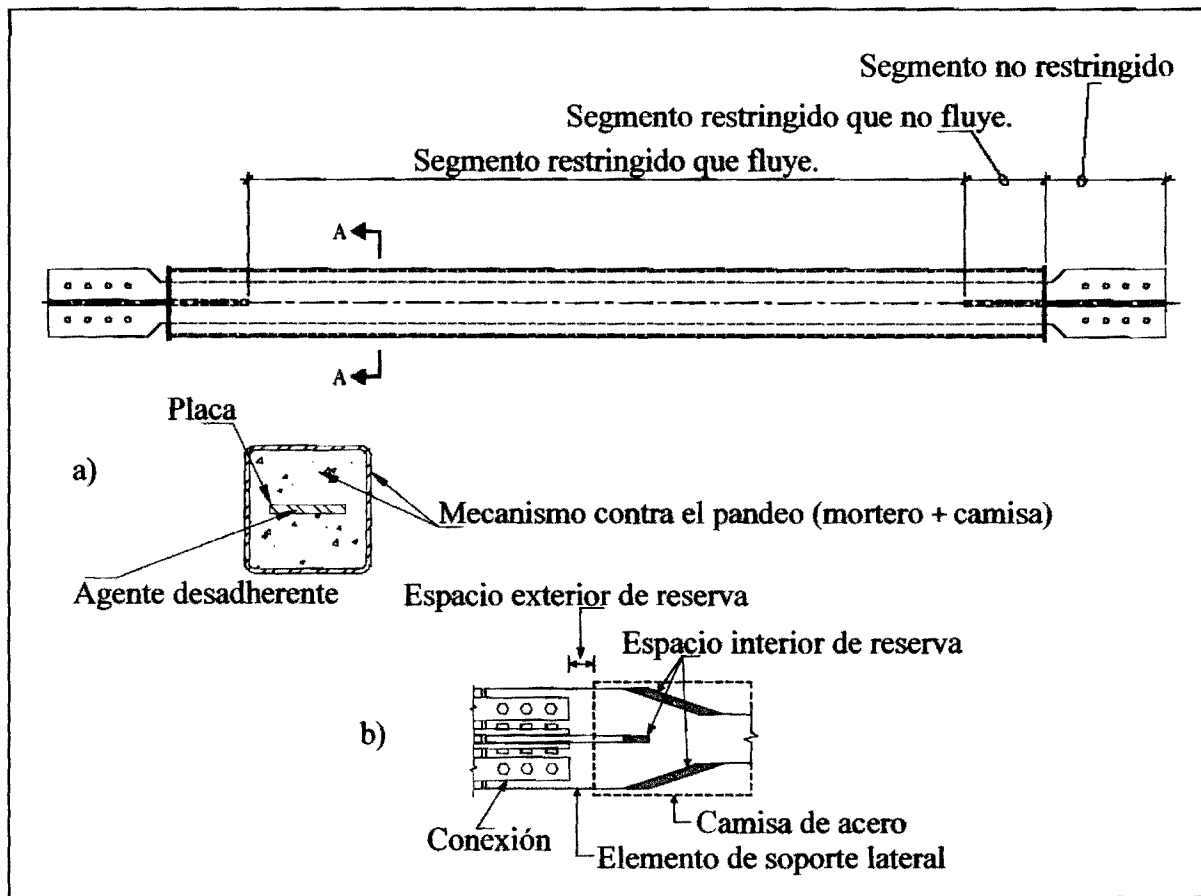


Figura 2.6 Detalle de contraviento desadherido

2.2. Comportamiento de marco con sistema de contravientos desadheridos

Otro efecto que puede originar que la resistencia a compresión del contraviento sea mayor que su resistencia a tensión, es que la contracción axial de la barra provoque que el segmento no restringido se recargue contra la cara transversal del mortero o concreto que confina el núcleo de acero. Para evitar este efecto es necesario dejar un espacio interior de reserva (Figura 2.6b) con el fin de que se puedan acomodar estas deformaciones sin que esto implique que el mortero o concreto contribuya a la resistencia a compresión del dispositivo.

Conforme ilustra la Figura 2.7, a nivel local el comportamiento de un contraviento desadherido muestra una gran estabilidad tanto a compresión como a tensión, de tal manera que es capaz de disipar grandes cantidades de energía bajo la acción de una excitación sísmica severa.

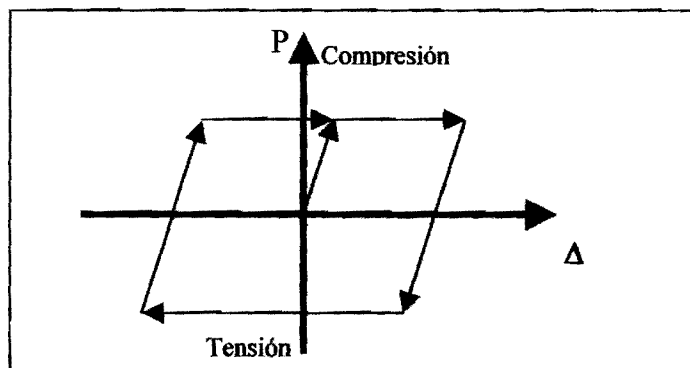


Figura 2.7 Ciclo histérico característico de contraviento desadherido

Bajo la acción de una excitación sísmica severa, se propone en esta tesis que el sistema destinado a soportar la carga gravitacional permanezca esencialmente elástico, mientras que el sistema de contravientos desadheridos desarrolle comportamiento plástico de importancia que le permita disipar una elevada cantidad de energía. Este esquema se ilustra en la Figura 2.8, donde se indica que mientras los marcos permanezcan sin daño, son capaces de aportar a la estructura contraventeada un endurecimiento por deformación significativo que estabiliza su respuesta dinámica.

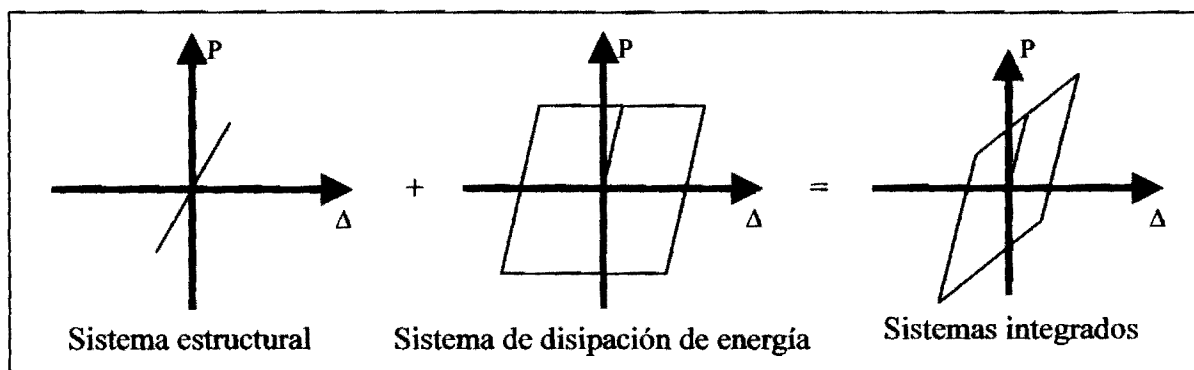


Figura 2.8 Comportamiento propuesta para marco gravitacional con sistema de contravientos desadheridos.

La figura 2.9, muestra la integración del sistema estructural y el sistema de disipación de energía en una etapa inicial, antes de que se le imponga movimiento lateral (Figura 2.9 a). Una vez que el sistema integrado se deforma mas allá de su límite elástico, el daño se concentra en el sistema de disipación de energía (Figura 2.9 b y c). Después del movimiento lateral, el daño se traduce en deformaciones residuales (Figura 2.9 d). Las deformaciones residuales se eliminan una vez que los disipadores que presentan daño son sustituidos.

Como muestra la Figura 2.9, la razón por la que se adopta este esquema es asegurar que el marco permanezca prácticamente elástico, mientras que las deformaciones residuales en la estructura se eliminen una vez que se retiren los contravientos desadheridos dañados. Bajo estas circunstancias, la rehabilitación de la estructura consiste exclusivamente en sustituir los contravientos que fluyeron durante una excitación sísmica.

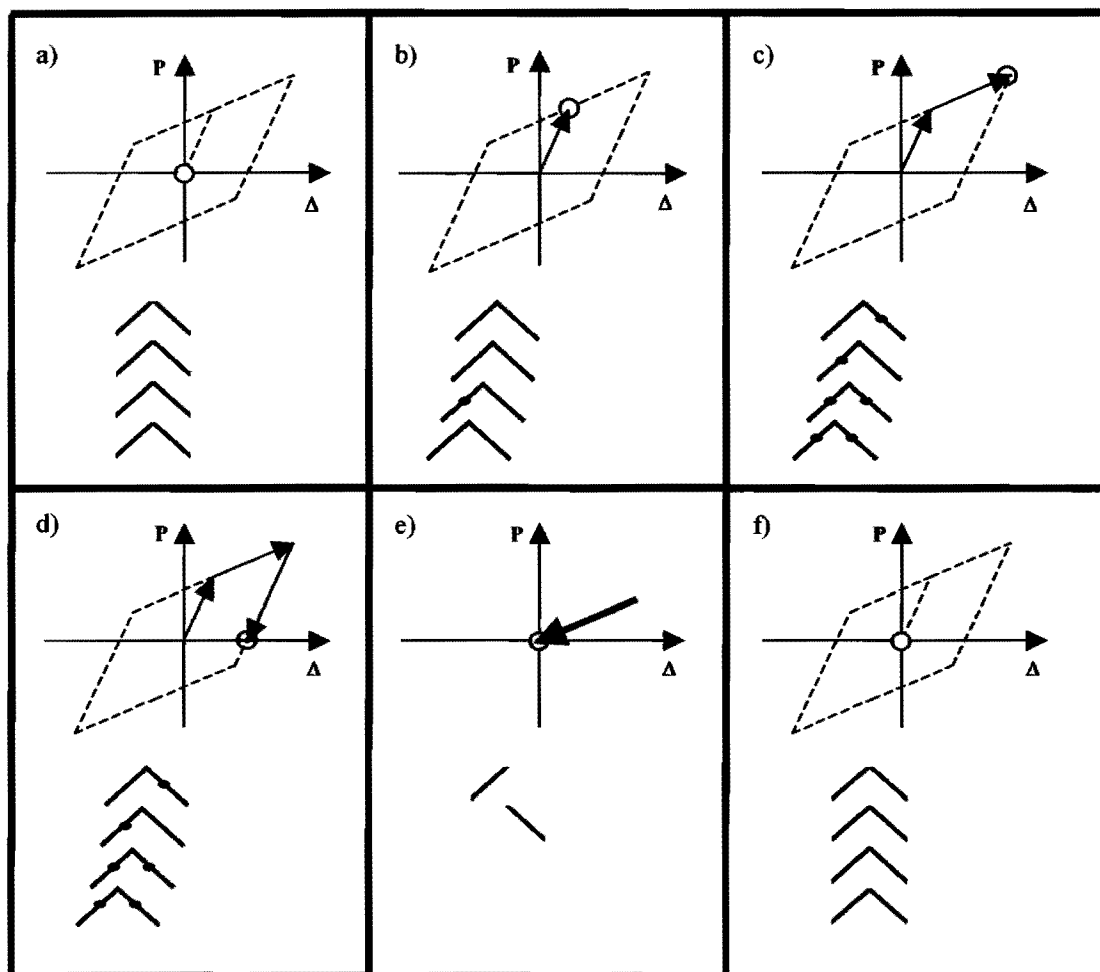


Figura 2.9 Rehabilitación de sistema de contravientos desadheridos

2.3. Antecedentes experimentales

En Japón se han desarrollado varios tipos de contravientos desadheridos, y ya se cuenta con múltiples patentes. De hecho, en este país existen cerca de 250 edificios cuyo sistema sismorresistente principal consiste en sistemas de contravientos desadheridos. En la India, Taiwán y EE.UU. también ha habido desarrollos experimentales de importancia y se han construido 25 edificios que utilizan este tipo de dispositivo.

Para ilustrar los logros que a nivel mundial se han logrado en el desarrollo e implementación de contravientos desadheridos como disipadores confiables de energía, a continuación se presentan

los resultados experimentales obtenidos por Watanabe et al. (1988). Estos investigadores estudiaron la respuesta de contravientos desadheridos con las secciones mostradas en la Figura 2.10 y la Tabla 2.1.

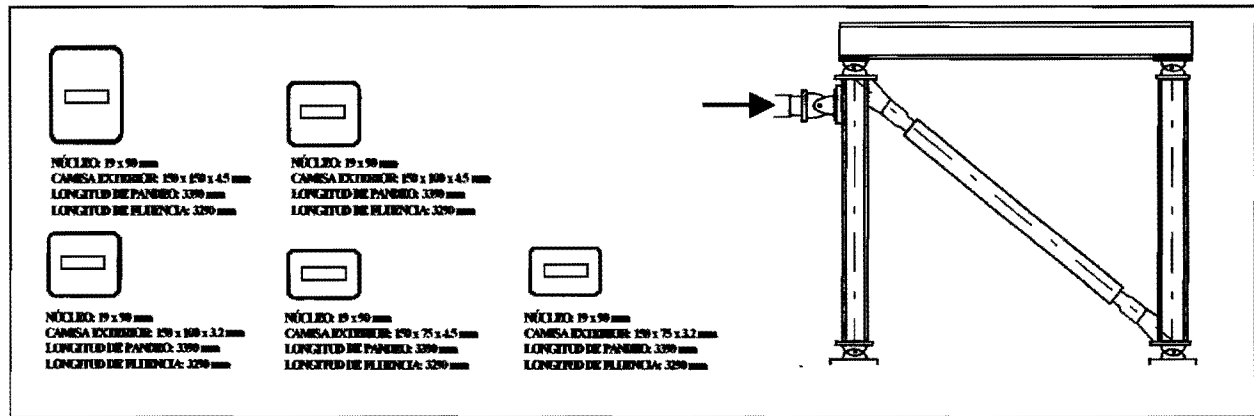


Figura 2.10 Contravientos desadheridos probados por Watanabe et al.

Tabla 2.1 Propiedades de contravientos desadheridos probados por Watanabe et al.

Especímen	Núcleo				Tubo exterior (Camisa)		
	b x t (mm)	Área de la sección transversal, A (mm ²)	Carga de fluencia, Py (KN)	Pandeo local $P_{m}=2(bEI_{o})^{1/2}$ (b=4500 Ksi) (KN)	Dimensión del tubo exterior. B x D x T (mm)	Carga de pandeo, Pe (KN)	Pe/Py
1	90 x 19	1684	476	1625	150 x 150 x 4.5	1677	3.53
2	90 x 19	1684	476	1625	150 x 100 x 4.5	661	1.39
3	90 x 19	1688	477	1625	150 x 100 x 3.2	492	1.03
4	90 x 19	1684	476	1625	150 x 75 x 4.5	343	0.72
5	90 x 19	1662	469	1625	150 x 75 x 3.2	257	0.55

La Figura 2.11 muestra los resultados obtenidos por Watanabe et al. En particular, la grafica ilustra el papel de la camisa exterior de acero en el comportamiento a compresión del contraviento desadherido. El espécimen 1, que contó con la camisa de acero con mayor momento de inercia, resultó ser el que exhibió mayor capacidad para resistir carga a compresión. Las pruebas de Watanabe et al (1988) demostraron que la selección adecuada de las propiedades de la camisa exterior de acero hace posible la obtención de un dispositivo que es capaz de fluir a compresión antes de pandearse. Se concluyó que la camisa exterior de acero juega un papel fundamental en aportar estabilidad al comportamiento del contraviento en presencia de carga axial a compresión.

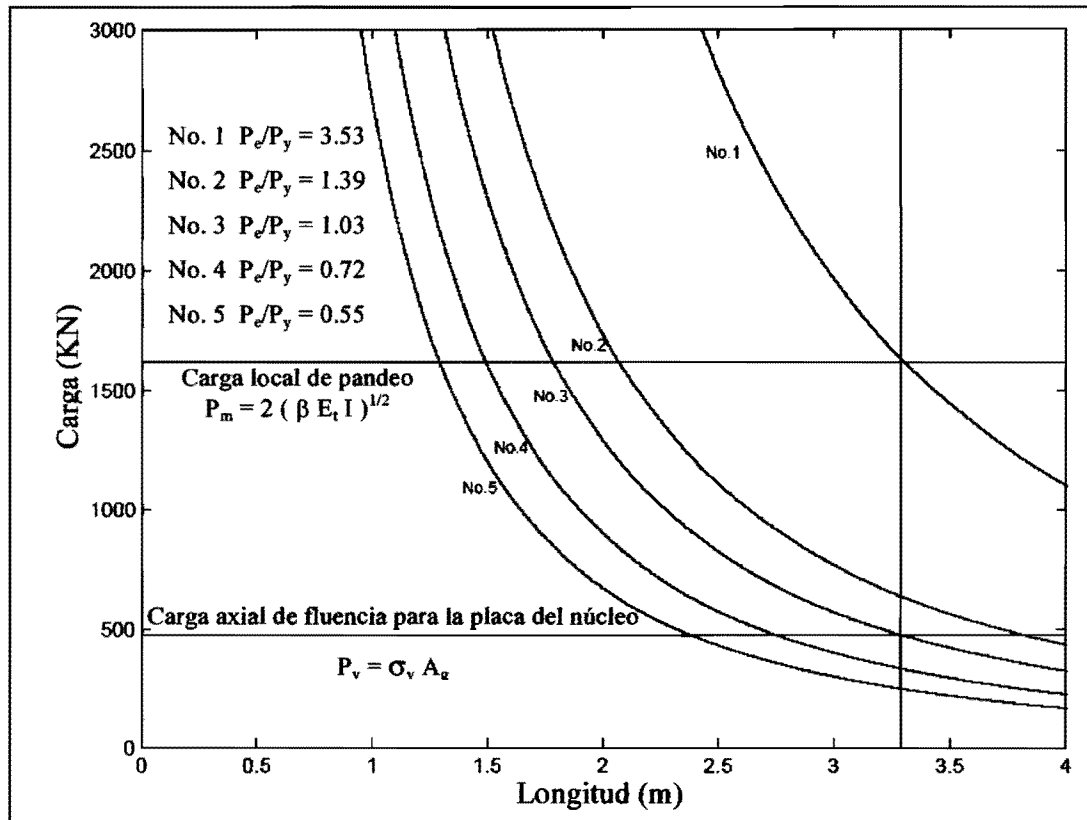


Figura 2.11 Resultados obtenidos por Watanabe et al.

Con el fin de mostrar la estabilidad del ciclo histerético de los contravientos desadheridos, a continuación se muestran los resultados obtenidos en pruebas experimentales desarrolladas en la Universidad de California en Berkeley. La Figura 2.12 muestra la configuración experimental de las pruebas.

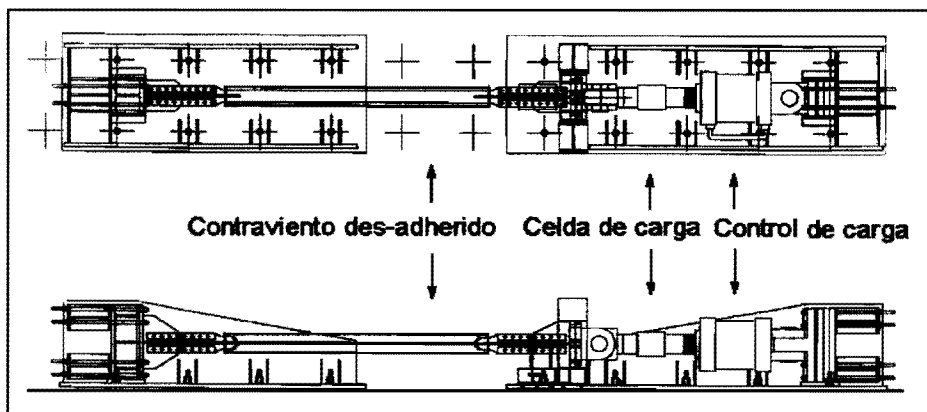


Figura 2.12 Configuración experimental de las pruebas llevadas a cabo en la Universidad de California

La Figura 2.13 muestra la respuesta del espécimen 99-1. Note la extensión y estabilidad del ciclo histerético del contraviento desadherido, tanto a tensión como a compresión. La Figura 2.14 muestra la respuesta del espécimen 99-2, sometido a ciclos con amplitud constante de 2.25 pulgadas. Aunque el contraviento falló por fatiga de bajo número de ciclos, puede observarse la estabilidad del ciclo histerético y la gran cantidad de energía disipada hasta antes de la falla. La Figura 2.15 muestra la respuesta del espécimen 00-12, sujeto al registro utilizado para el diseño del Centro Médico de Santa Clara. Una vez más, puede apreciarse la estabilidad de los lazos de histerésis.

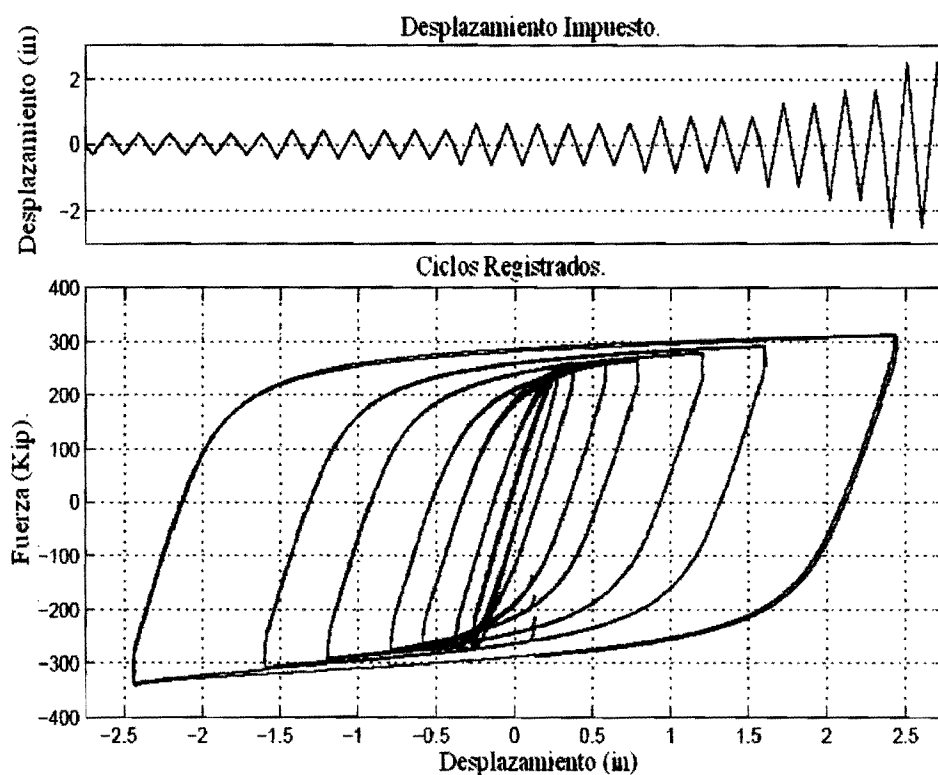


Figura 2.13 Respuesta de espécimen 99-1

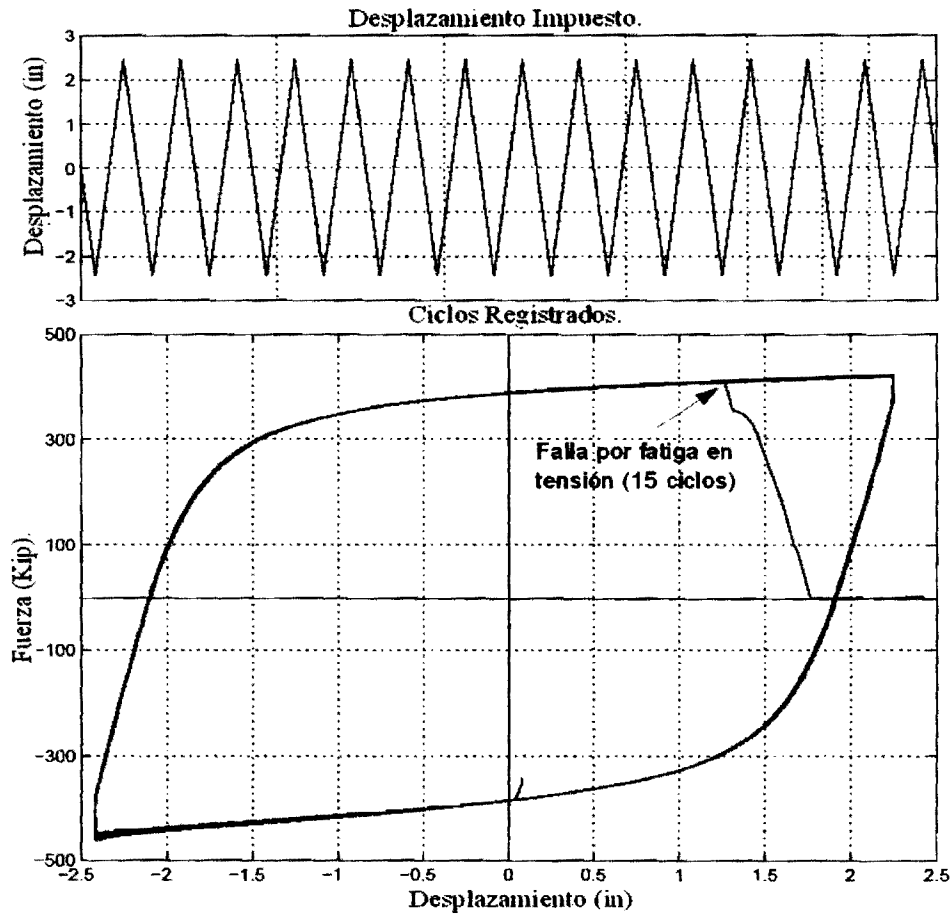


Figura 2.14 Respuesta de espécimen 99-2

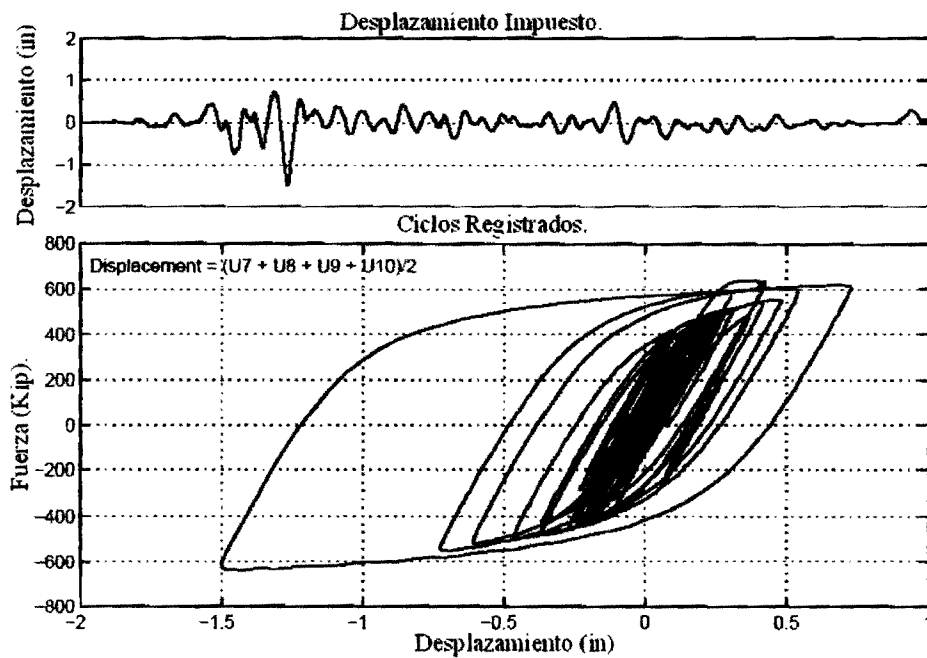


Figura 2.15 Respuesta de espécimen 00-12

2.4. Consideraciones de diseño

La Figura 2.16 muestra esquemáticamente las partes del contraviento desadherido que trabajan para tomar la carga axial que el sismo le induzca. Mientras que el núcleo, que toma la carga axial de compresión, tiende a pandearse; el material confinante (mortero o concreto) y el tubo exterior de acero aportan restricción contra el pandeo lateral del conjunto (Figura 2.17).

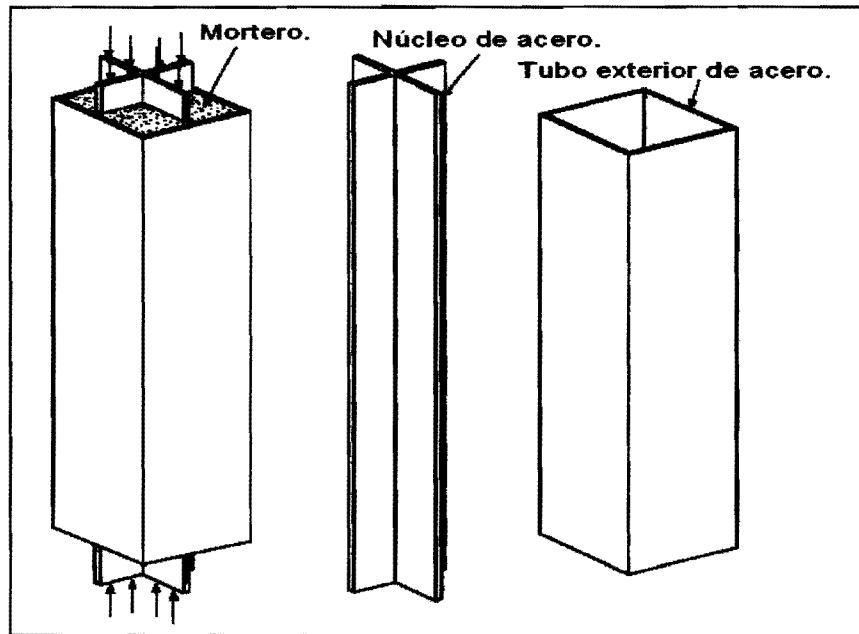


Figura 2.16 Componentes resistentes de un contraviento desadherido

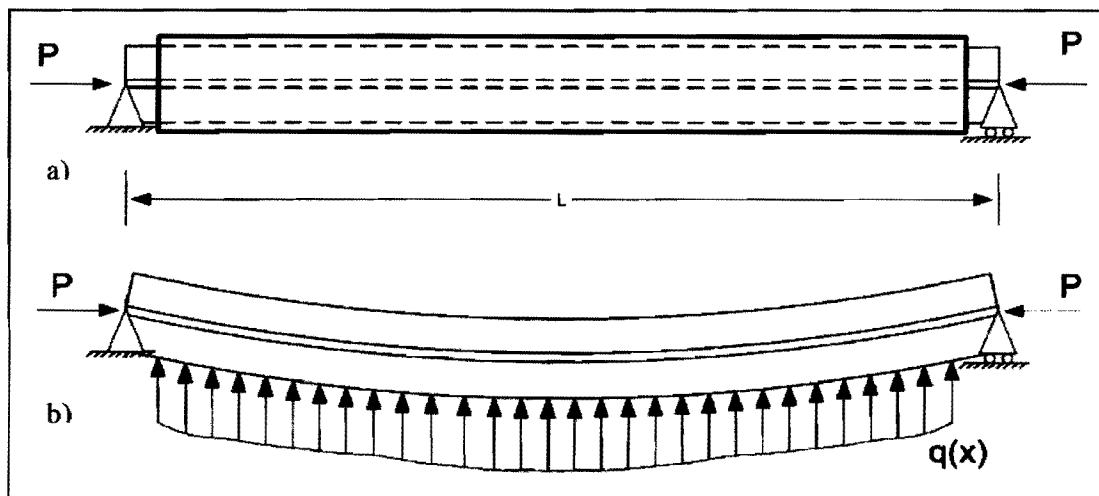


Figura 2.17 Trabajo conjunto entre núcleo de acero y material confinante

Si $q(x)$ es la presión que el material confinante ejerce sobre el núcleo de acero, el planteamiento de la fórmula de Euler para estimar la carga de pandeo del núcleo de acero resulta en:

$$E_i I_i \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + P \frac{d^2 y(x)}{dx^2} = -q(x) \quad (2.1)$$

Donde:

E_i es el módulo de elasticidad del núcleo de acero.

I_i es el momento de inercia del núcleo de acero.

$y(x)$ es la deformación elástica del núcleo

P es la carga axial

Si se considera que la carga distribuida $q(x)$ actúa en dirección opuesta a la deflexión $y(x)$, entonces:

$$E_o I_o \frac{d^4 y(x)}{dx^4} = q(x) \quad (2.2)$$

Donde:

E_o es el módulo de elasticidad del tubo exterior de acero.

I_o es el momento de inercia del tubo exterior de acero.

Sustituyendo la Ecuación 2.2 en la Ecuación 2.1:

$$E_i I_i \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + P \frac{d^2 y(x)}{dx^2} = -E_o I_o \frac{d^4 y(x)}{dx^4} \quad (2.3)$$

La Ecuación 2.3 da lugar a la siguiente carga crítica de pandeo:

$$P_{cr} = P_e = \frac{\pi^2}{(KL)^2} (E_i I_i + E_o I_o) \quad (2.4)$$

Los resultados de pruebas experimentales sugieren que la estimación de la carga crítica de pandeo debe estimarse exclusivamente a partir del módulo de elasticidad y el momento de inercia del tubo exterior, de tal manera que:

$$EI_{TUBO} \approx (E_i I_i + E_o I_o) \approx E_o I_o \quad (2.5)$$

$$P_{cr} = P_e \approx \frac{\pi^2 EI_{TUBO}}{(KL)^2} \quad (2.6)$$

Donde:

EI_{TUBO} es el producto del módulo de elasticidad y el momento de inercia del tubo exterior.

Con fines de diseño práctico, se ha sugerido que las capacidades resistentes del contraviento desadherido satisfagan la siguiente condición:

$$\frac{P_e}{P_y} \geq 1.5 \quad (2.7)$$

Donde:

P_y es la carga axial de fluencia del núcleo de acero.

P_e es la carga de pandeo asociada al tubo exterior.

La Figura 2.18 muestra esquemáticamente que el papel del material confinante y/o del tubo exterior de acero es aportar soporte lateral al núcleo de acero, de tal manera que este último sea capaz de desarrollar modos superiores de pandeo cuyas cargas críticas son sustancialmente mayores que la carga de pandeo asociada al primer modo. La resistencia que debe aportarse al material confinante debe ser tal que pueda soportar su interacción con los modos superiores de pandeo de la barra.

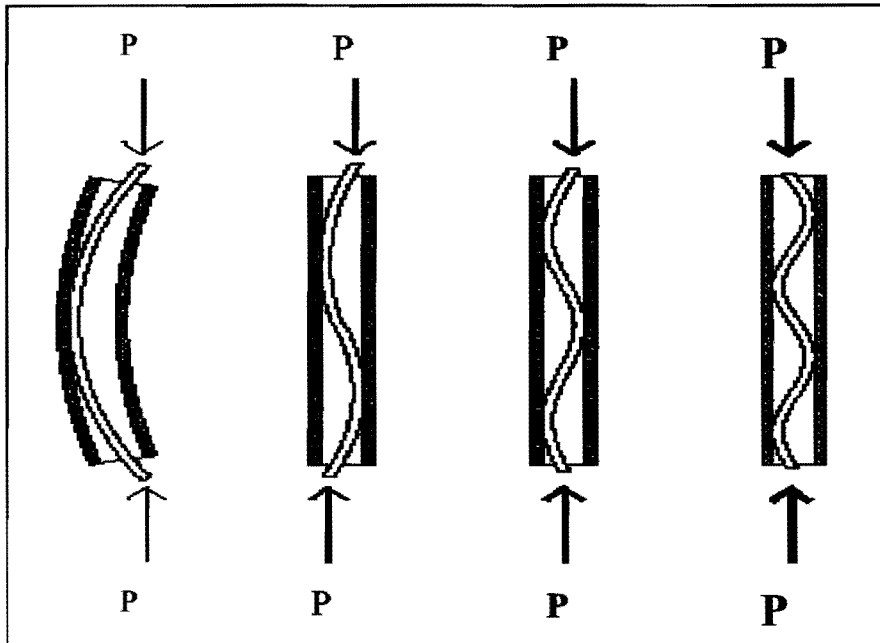


Figura 2.18 Modos superiores de pandeo

Si el apoyo que el material confinante aporta al núcleo de acero se modela a partir de un soporte elástico distribuido a lo largo del eje longitudinal de este último (Figura 2.19), entonces la carga crítica de pandeo acorde a la fórmula de Euler es:

$$E_i I_i \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + P \frac{d^2 y(x)}{dx^2} + \beta y(x) = 0 \quad (2.8)$$

$$\beta = E_c \frac{1 - \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (2.9)$$

Donde:

β representa la constante de rigidez del medio elástico que aporta soporte lateral al núcleo

E_c es el módulo de elasticidad del mortero o concreto.

ν es el módulo de Poisson.

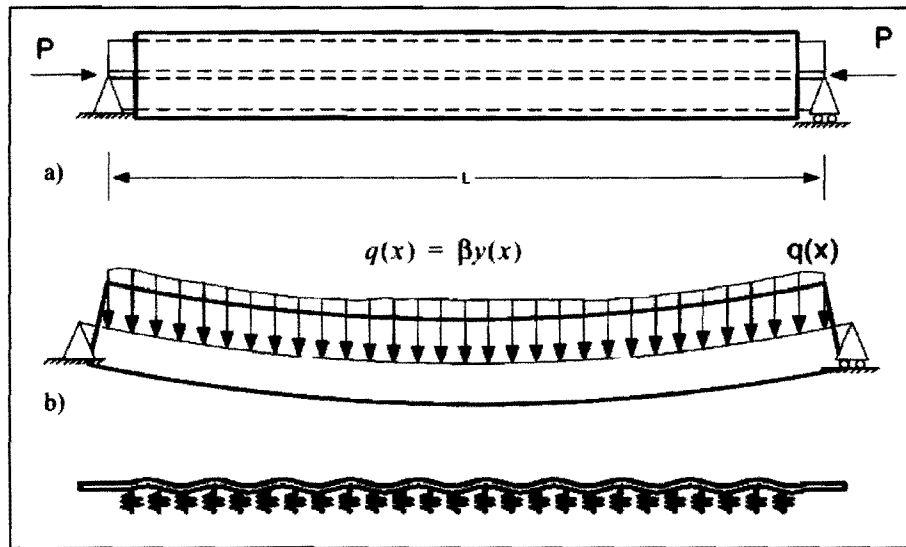


Figura 2.19 Soporte lateral provisto por material confinante

A partir de la Ecuación 2.8, puede establecerse que el valor crítico de la carga axial en función de las propiedades del material confinante es:

$$P_{cr} = 2\sqrt{\beta E_i I_i} \geq \sigma_y A_i \quad (2.10)$$

de tal manera que para fines de diseño:

$$\beta \geq \frac{E_y^2 A_i^2}{4E_i I_i} \quad (2.11)$$

Donde:

σ_y es el esfuerzo de fluencia del núcleo de acero.

A_i es el área transversal del núcleo de acero.

Aparte de lo anterior, el material confinante debe mantener su integridad dentro del tubo exterior, de tal manera que debe evitarse el agrietamiento por contracción del material mediante el uso de aditivos expansivos o estabilizadores de volumen. En este mismo sentido, es muy importante garantizar el curado adecuado de este material.

2.5. Consideraciones para el diseño por desempeño de un sistema de contravientos desadheridos

En esta tesis se plantea una metodología de diseño por desempeño para el dimensionamiento de un sistema de contravientos desadheridos. Se supondrá que la estructura sismorresistente por diseñarse consiste en una serie de marcos momentorresistentes encargados de soportar la carga gravitacional, a los cuales se añade un sistema de contravientos desadheridos encargado de tomar la totalidad de las cargas generadas por sismo. La metodología se basa en el planteamiento explícito del control del desplazamiento lateral de la edificación, lo que requiere de ayudas de diseño que permitan el diseño explícito de las propiedades estructurales de un contraviento en función de umbrales aceptables de desplazamiento y de las características mecánicas sismorresistentes de diseño para el sistema de contravientos.

A continuación se plantea una serie de relaciones explícitas entre las propiedades estructurales de un contraviento desadherido (ángulo de inclinación, área transversal y esfuerzo de fluencia) con las características mecánicas sismorresistentes del mismo (rigidez lateral, resistencia lateral y desplazamiento lateral de fluencia). Cabe mencionar que en lo que sigue se desprecia la deformación global a flexión del sistema de contravientos, producto de la deformación axial de las columnas que los reciben; esto es, solo se considera la deformación global a corte producto de la deformación axial de los contravientos. Esto implica que las ayudas de diseño aquí desarrolladas no son aplicables a edificios esbeltos o de muchos pisos. La Figura 2.20 resume la notación utilizada durante el desarrollo de dichas ayudas.

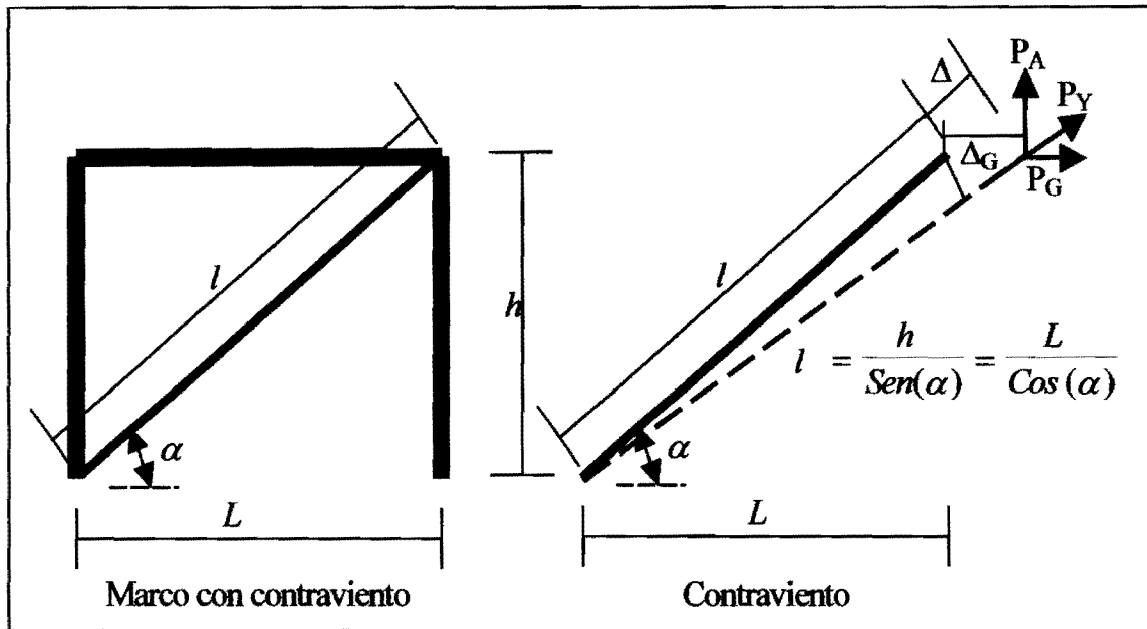


Figura 2.20 Notación para ayudas de diseño.

Si A y E son el área y módulo de elasticidad de un contraviento, respectivamente, entonces su rigidez axial esta dada por:

$$K = \frac{AE}{l} = \frac{AECos(\alpha)}{L} = \frac{AESen(\alpha)}{h} \quad (2.12)$$

La proyección de la rigidez axial del contraviento en ejes globales (K_G) puede obtenerse como:

$$K_G = Cos(\alpha)K \quad (2.13)$$

$$K_G = \frac{AECos^2(\alpha)}{L} \quad (2.14)$$

Normalizando la rigidez en ejes globales por A/L se tiene que:

$$\frac{K_G}{(A/L)} = ECos^2(\alpha) \quad (2.15)$$

La Ecuación 2.15, que se presenta en la gráfica de la Figura 2.21, muestra la dependencia de la rigidez lateral de un contraviento, proyectada en ejes globales, con respecto a su ángulo de inclinación. Note que esta ecuación permite estimar el área requerida de contravientos en función de la geometría del sistema de contravientos (α y L se conocen de antemano una vez definida la configuración del sistema de contravientos), el modulo de elasticidad del acero ($E = 2000000 \text{ kg/cm}^2$), y la rigidez lateral de diseño para dicho sistema (K_G).

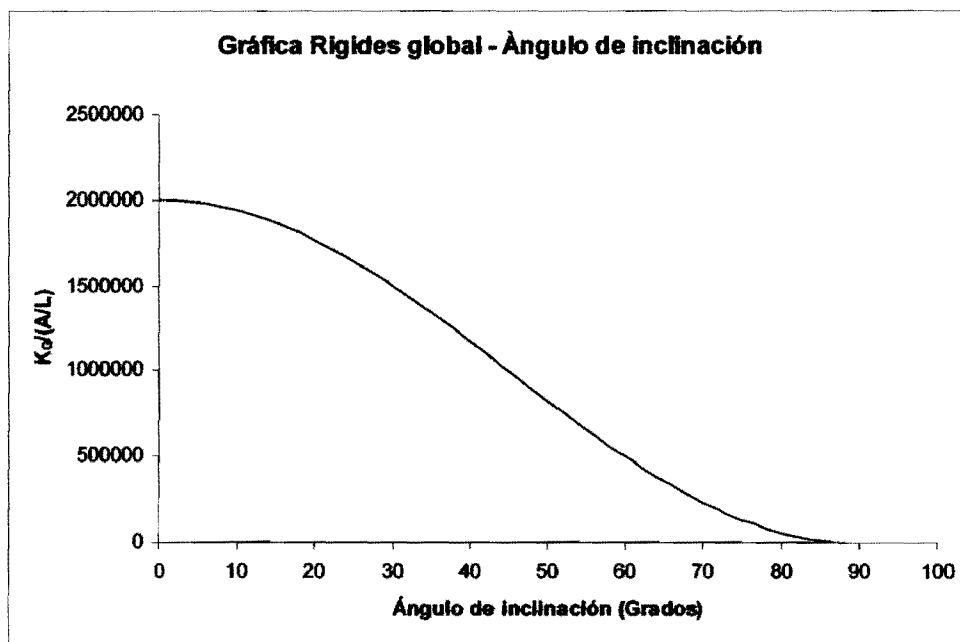


Figura 2.21 Rigidez lateral de contraviento en función de su ángulo de inclinación

En cuanto a la fuerza axial que puede desarrollar el contraviento en función de sus propiedades estructurales, se tiene que:

$$P_Y = K \Delta \tag{2.16}$$

Al proyectar la fuerza axial del contraviento en ejes globales, se obtiene la fuerza lateral resistente que el contraviento es capaz de aportar a la estructura sismorresistente:

$$P_G = \text{Cos}(\alpha) P_Y \tag{2.17}$$

La deformación axial del contraviento en ejes locales (Δ) puede relacionarse con el desplazamiento lateral relativo de entrepiso del piso que lo contiene (Δ_G) a partir de la siguiente relación:

$$\Delta = \text{Cos}(\alpha) \Delta_G \quad (2.18)$$

Sustituyendo la segunda parte de la Ecuación 2.12 y la Ecuación 2.18 en la Ecuación 2.16 se obtiene:

$$P_Y = \frac{AE \text{Sen}(\alpha)}{h} \text{Cos}(\alpha) \Delta_G \quad (2.19)$$

Si se considera que el esfuerzo de fluencia del contraviento puede expresarse como $f_Y = P_Y/A$:

$$\frac{P_Y}{A} = \frac{\Delta_G}{h} E \text{Sen}(\alpha) \text{Cos}(\alpha) = f_Y \quad (2.20)$$

De donde:

$$\frac{\Delta_G}{h} = \frac{f_Y}{E \text{Sen}(\alpha) \text{Cos}(\alpha)} \quad (2.21)$$

Note que el término Δ_G/h representa la distorsión de entrepiso en la que se alcanza el esfuerzo de fluencia en el contraviento.

La Ecuación 2.21 se ilustra en la gráfica de la Figura 2.22 para diferentes valores de esfuerzo de fluencia de aceros comerciales. La figura muestra que la distorsión de entrepiso en que fluye el contraviento depende exclusivamente de su ángulo de inclinación y esfuerzo de fluencia (E es constante e igual a 2000000 kg/cm^2). Dentro de un contexto de diseño por desempeño basado en el control del desplazamiento lateral, la Ecuación 2.21 permite plantear el esfuerzo de fluencia

requerido por el sistema de contravientos en función de la distorsión de fluencia requerida para el mismo.

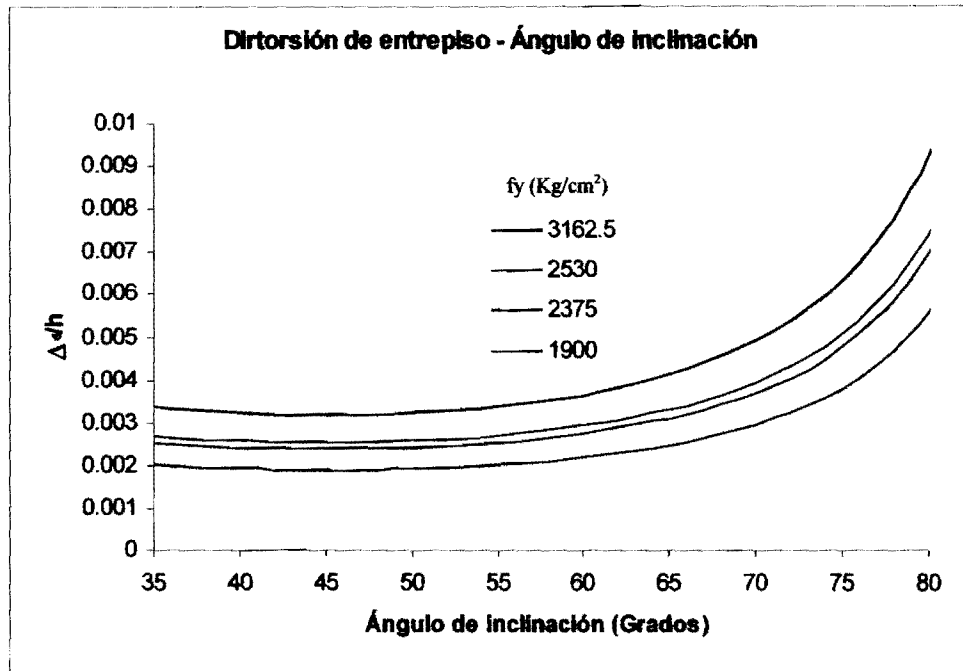


Figura 2.22 Distorsión de fluencia en función del ángulo de inclinación y esfuerzo de fluencia de un contraviento

Finalmente, a partir de las Ecuaciones 2.17 y 2.19 es posible establecer la fuerza lateral de fluencia asociada al contraviento:

$$P_G = AE \text{Sen}(\alpha) \text{Cos}^2(\alpha) \left(\frac{\Delta_G}{h} \right) = A F_y \text{Cos}(\alpha) \quad (2.22)$$

En la Figura 2.23 se muestra gráficamente la Ecuación 2.22 para diferentes valores de esfuerzo de fluencia. Note que el cociente de la fuerza lateral de fluencia y el área del contraviento depende exclusivamente de su ángulo de inclinación y esfuerzo de fluencia. Dentro de un contexto de diseño por desempeño, la Ecuación 2.22 permite establecer el área requerida para el sistema de contravientos en función de la geometría del sistema de contravientos (α se conoce de antemano

una vez definida la configuración del sistema de contravientos), el esfuerzo de fluencia del acero y el cortante de entrepiso de diseño para dicho sistema (P_G).

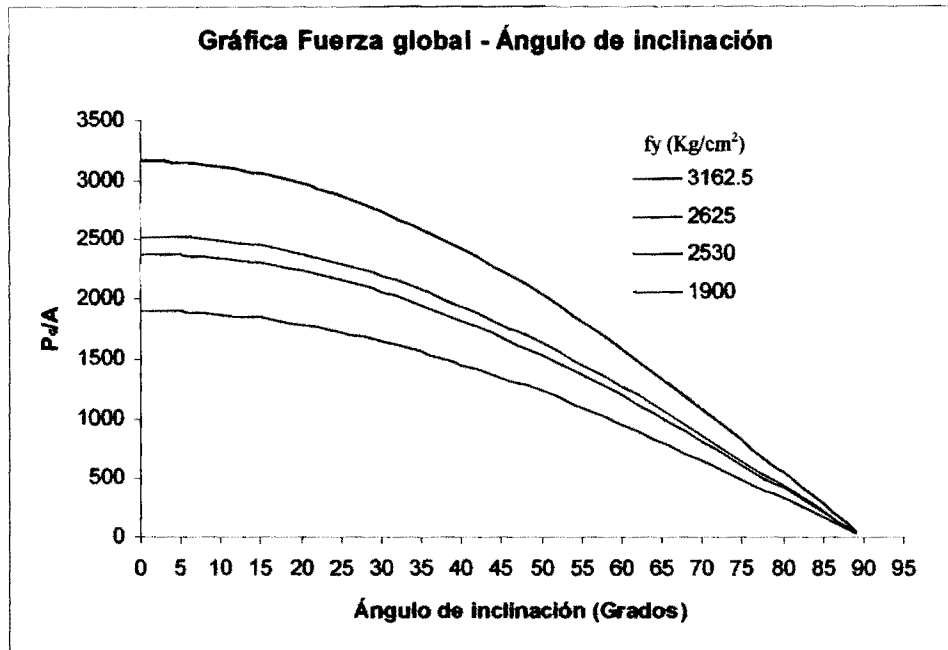


Figura 2.23 Fuerza lateral en función del ángulo de inclinación y esfuerzo de fluencia de un contraviento

2.6. Consideraciones para el planteamiento de una metodología de diseño por desempeño

En los capítulos siguientes se presenta una metodología de diseño para edificios cuyo comportamiento global se asemeje al de una viga de corte. Dicha metodología esta basada en la concepción de un sistema gravitacional constituido por marcos de concreto reforzado y de un sistema de contravientos desadheridos que proporciona rigidez lateral, y que además funciona como un sistema disipador de energía.

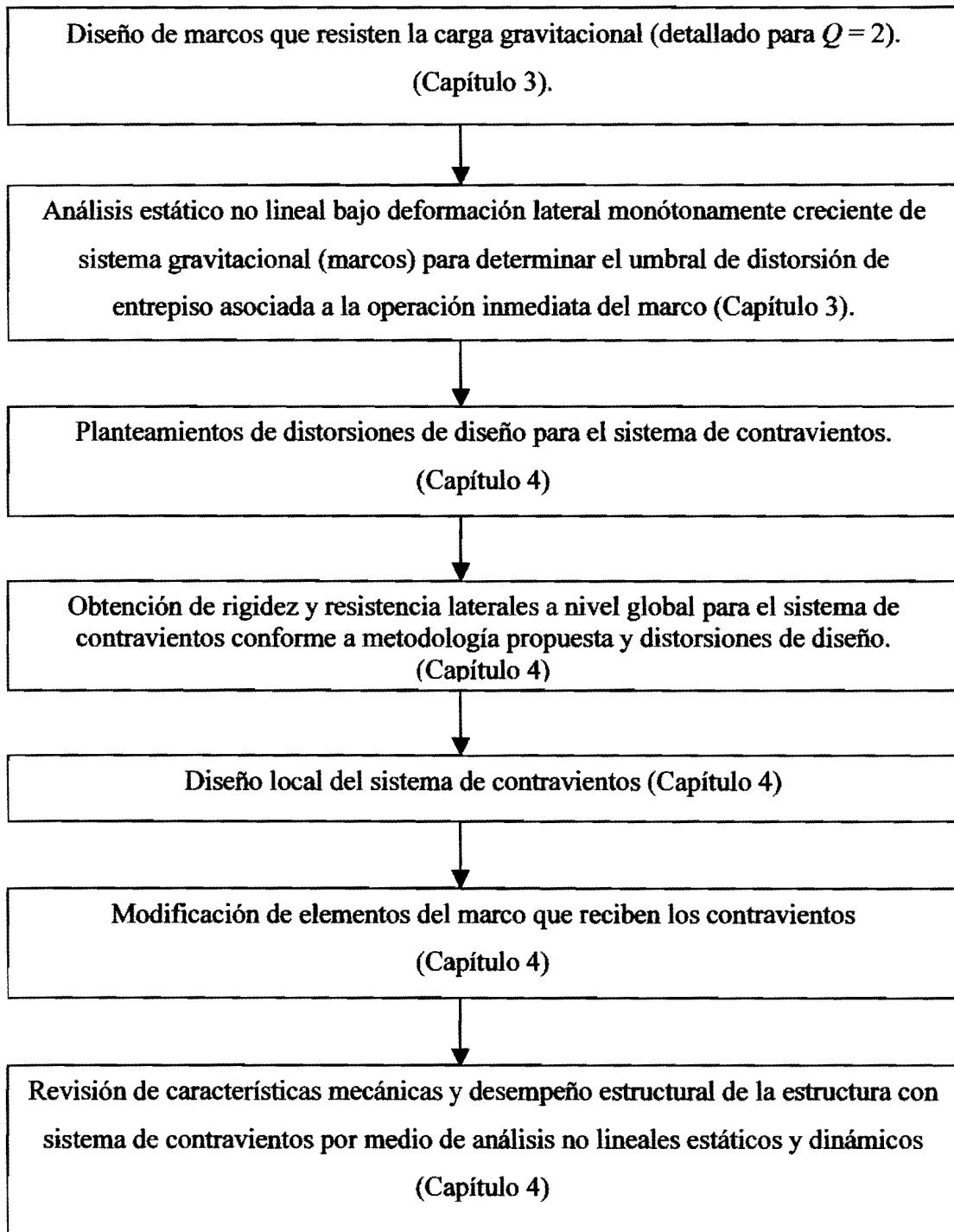
Para ilustrar la metodología propuesta, el Capítulo 3 presenta el diseño por cargas gravitacionales de un edificio ubicado en la Zona del Lago, utilizando para ello la edición 2004 del Reglamento de Construcciones del D.F. y normas correspondientes. Cabe resaltar que por diseñarse exclusivamente ante carga gravitacional, los marcos de concreto reforzado resultan muy ligeros,

exhiben bajo contenido de acero y se detallan de acuerdo a las especificaciones para Q de 2 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. El Capítulo 3 también presenta la respuesta del sistema de marcos gravitacionales ante un estado de deformación lateral monótonamente creciente, e identifica el umbral de distorsión para el cual se garantiza la ocupación inmediata del mismo.

Continuando con la metodología propuesta, el Capítulo 4 plantea el diseño del sistema de contravientos desadheridos para una estructura de ocupación estándar. Para ello, se establecen las condiciones de desempeño a partir de identificar las distorsiones de entrepiso que causan diferentes niveles de daño estructural y no estructural, tanto para el estado límite de servicio como para el de seguridad. Se definen umbrales de distorsión que promuevan que los contravientos no fluyan para el estado límite de servicio (de manera que no exhiban daño), pero que exhiban fluencia significativa para el estado límite de seguridad (de manera que controlen la respuesta de la estructura a través de disipar una cantidad importante de energía). En cuanto al sistema gravitacional, las distorsiones de diseño de los contravientos se manejan de tal manera que el sistema de marcos permanezca elástico para el estado límite de servicio, y cercano a elástico (ocupación inmediata) para el estado límite de seguridad.

La metodología propuesta en el Capítulo 4 se aplica, en ese mismo capítulo, para diseñar un sistema de contravientos desadheridos que se añade al edificio de marcos introducido en el Capítulo 3. Se formula un modelo de análisis no lineal para el edificio con contravientos. Por medio de una serie de análisis estáticos y dinámicos no lineales, se establecen las características mecánicas y desempeño sísmico del edificio con contravientos, a través de lo cual se discute la pertinencia de utilizar la metodología propuesta para el diseño por desempeño de marcos con contravientos desadheridos.

A continuación se resumen, conforme a la metodología propuesta en esta tesis, los pasos involucrados durante la concepción y diseño de un edificio con contravientos desadheridos.



3. SISTEMA GRAVITACIONAL

En este capítulo se presenta el diseño del sistema gravitacional de la estructura considerada en esta tesis. Dicho sistema consiste en marcos de concreto reforzado diseñados explícitamente para tomar las cargas gravitacionales de acuerdo a la versión actual del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004 (RCDF-2004) y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto 2004 (NTCDEC-2004-2004).

Una vez diseñado el sistema gravitacional, se establece su curva cortante basal contra desplazamiento de azotea a través de un análisis estático no lineal bajo deformación lateral monótonamente creciente. Finalmente, se cuantifican las consideraciones de desempeño del sistema gravitacional a través de identificar la distorsión de entrepiso asociada a su estado límite de operación inmediata.

3.1. Diseño del sistema gravitacional

Para ilustrar los conceptos desarrollados en esta tesis, se considera el diseño de una edificación de 5 pisos. Mientras que el sistema gravitacional de la estructura consiste en marcos de concreto reforzado, su sistema sismorresistente consiste en un sistema de contravientos desadheridos.

La Figura 3.1 muestra la geometría de los marcos del edificio, el cual se considera ubicado en la Zona del Lago del D. F. Note que el edificio presenta regularidad de masa, rigidez y resistencia, tanto en planta como en altura. El diseño estructural de los marcos considera exclusivamente las cargas gravitacionales actuantes en la estructura (viva y muerta) y un detallado mínimo (Q de 2). Lo anterior resulta en una estructura muy ligera en peso, con un contenido bajo de acero, y un detallado relativamente simple. Las dimensiones de las vigas de los marcos quedaron definidas por el estado límite de servicio; en particular, por las restricciones a la deflexión indicadas por el RCDF y sus NTCDEC-2004.

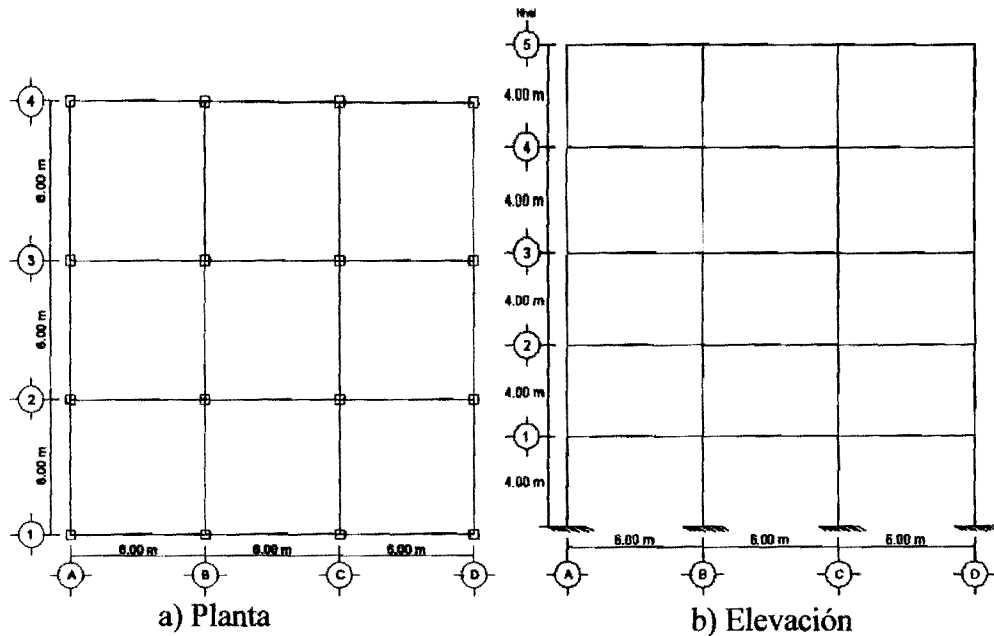


Figura 3.1 Configuración estructural de los marcos del edificio bajo consideración

En cuanto a los materiales estructurales, se consideró una resistencia a compresión del concreto (f'_c) de 250 kg/cm^2 , y un esfuerzo de fluencia para el acero (f_y) de 4200 kg/cm^2 . De acuerdo al análisis de cargas gravitacionales resumido en la Tabla 3.1, las cargas máximas por unidad de área para azotea y entepiso resultan iguales a 0.580 ton/m^2 (si se incluye 0.100 ton/m^2 de carga viva) y 0.762 ton/m^2 (si se incluye 0.170 ton/m^2 de carga viva CV), respectivamente. Se hace notar que para el diseño por carga gravitacional se utilizó un factor de carga de 1.5.

Tabla 3.1 Análisis de cargas muertas

Cargas para losa de azotea		Ton / m ²	Cargas para losa de entepiso		Ton / m ²
Carga muerta (CM)	Losa t = 15 cm	0.36	Carga muerta (CM)	Losa t = 15 cm	0.36
	Impermeabilizante	0.01		Acabados	0.025
	Instalaciones	0.04		Instalaciones	0.04
	Mortero de asiento	0.03		Tabla roca	0.067
	sobrecarga	0.04		Falso plafón	0.06
				Sobrecarga	0.04
	Total	0.48		Total	0.592

El peralte de la losa se estableció conforme a los requerimientos de la Sección 6.3.3.3 de las NTCDEC-2004-2004, utilizando para ello un tablero de esquina:

$$\text{Perímetro total (P)} \quad P = 1.25(600_{cm} + 600_{cm}) + 2(600_{cm}) = 2700_{cm}$$

$$f_s = (0.6)(4200 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$w = 762 \text{ Kg/cm}^2 \text{ debido a que } w > 380 \text{ Kg/cm}^2 \text{ entonces}$$

$$d_{\min} = \frac{P}{250} (0.032)^4 \sqrt{f_s w} = 12.865_{cm}$$

Considerando un peralte efectivo de 13 cm y un recubrimiento de 2 cm, el peralte total de la losa resulta igual a 15 cm. Conforme muestra la Figura 3.2, el refuerzo de la losa consta de barras del #3 @ 25 cm en ambas direcciones.

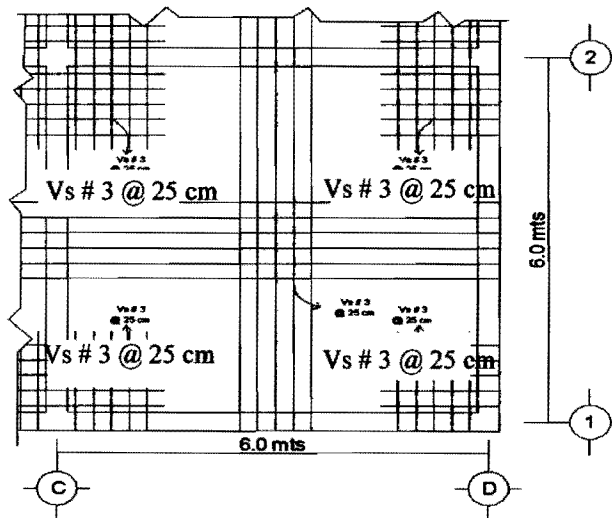
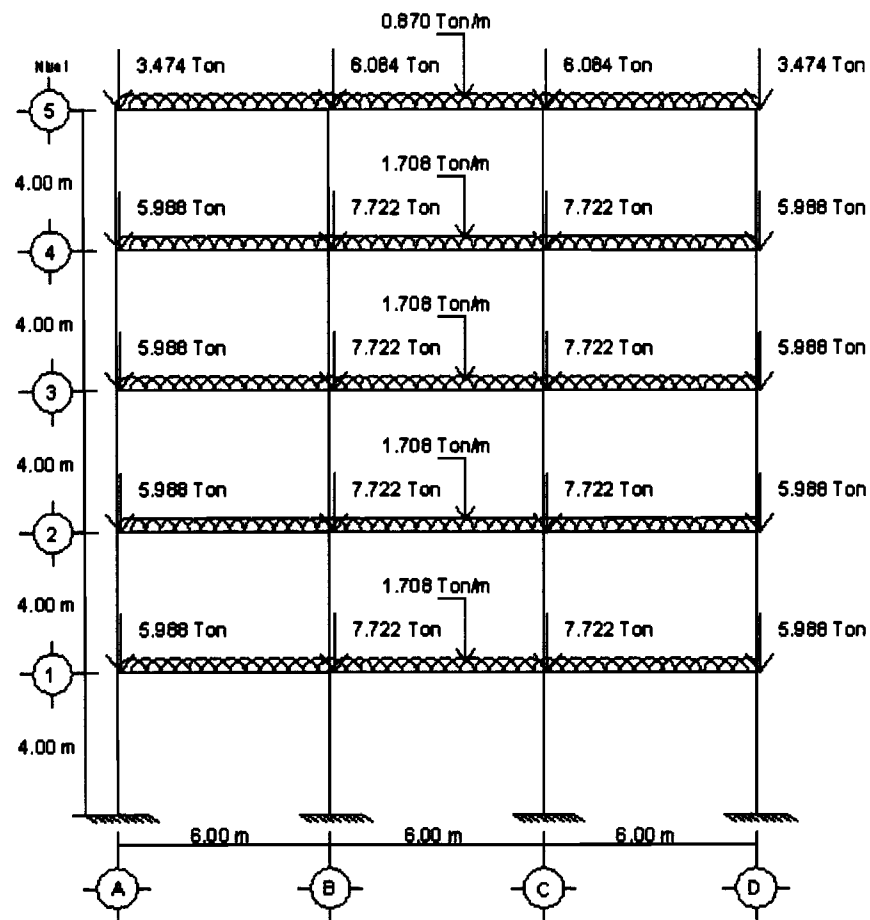


Figura 3.2 Detalle general del armado de la losa.

La Figura 3.3 presenta las cargas gravitacionales utilizadas para el análisis estructural y diseño de las vigas y columnas de los marcos. Las cargas mostradas consideran tanto cargas muertas como vivas, y se presentan sin factor de carga. Las masas de azotea y entrepiso del edificio, estimadas a partir del valor de la carga viva instantánea, resultaron iguales a 130.22 kg-seg²/cm y 187.27 kg-seg²/cm, respectivamente.

Cargas aplicadas en el marco del eje A (externo)



Cargas aplicadas en el marco del eje B (interno)

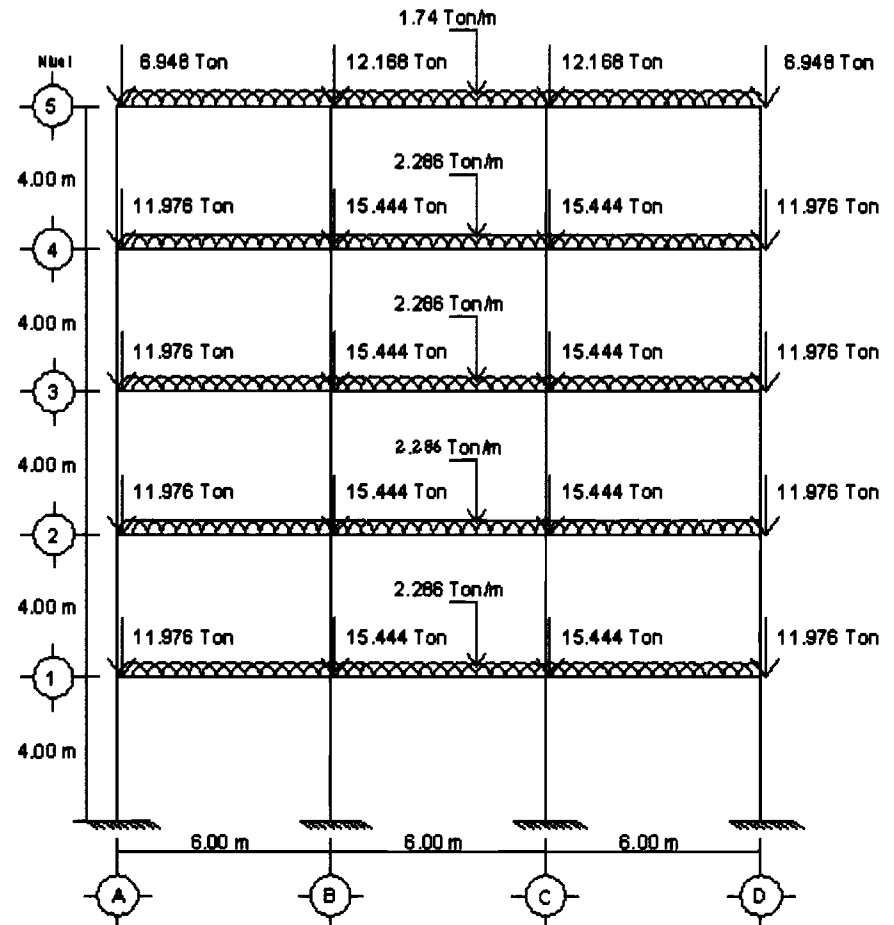


Figura 3.3 Cargas gravitacionales de diseño

Al igual que en el caso de la losa, el control de deflexiones y de agrietamiento rigió durante el dimensionado de las vigas. La Figura 3.4 resume los resultados derivados del análisis estructural de los marcos bajo carga gravitacional, obtenidos con el programa SAP 2000. Se presentan deflexiones máximas, momentos flexionantes, cortantes y axiales para cada marco correspondientes a cargas de servicio (sin factor de carga). Durante los análisis se utilizó el momento de inercia de la sección agrietada, tal como lo requieren las NTCDEC-2004. Al respecto, se utilizó un momento de inercia para las vigas igual al 50% del momento de inercia de la sección gruesa; el porcentaje para el caso de columnas fue de 70%.

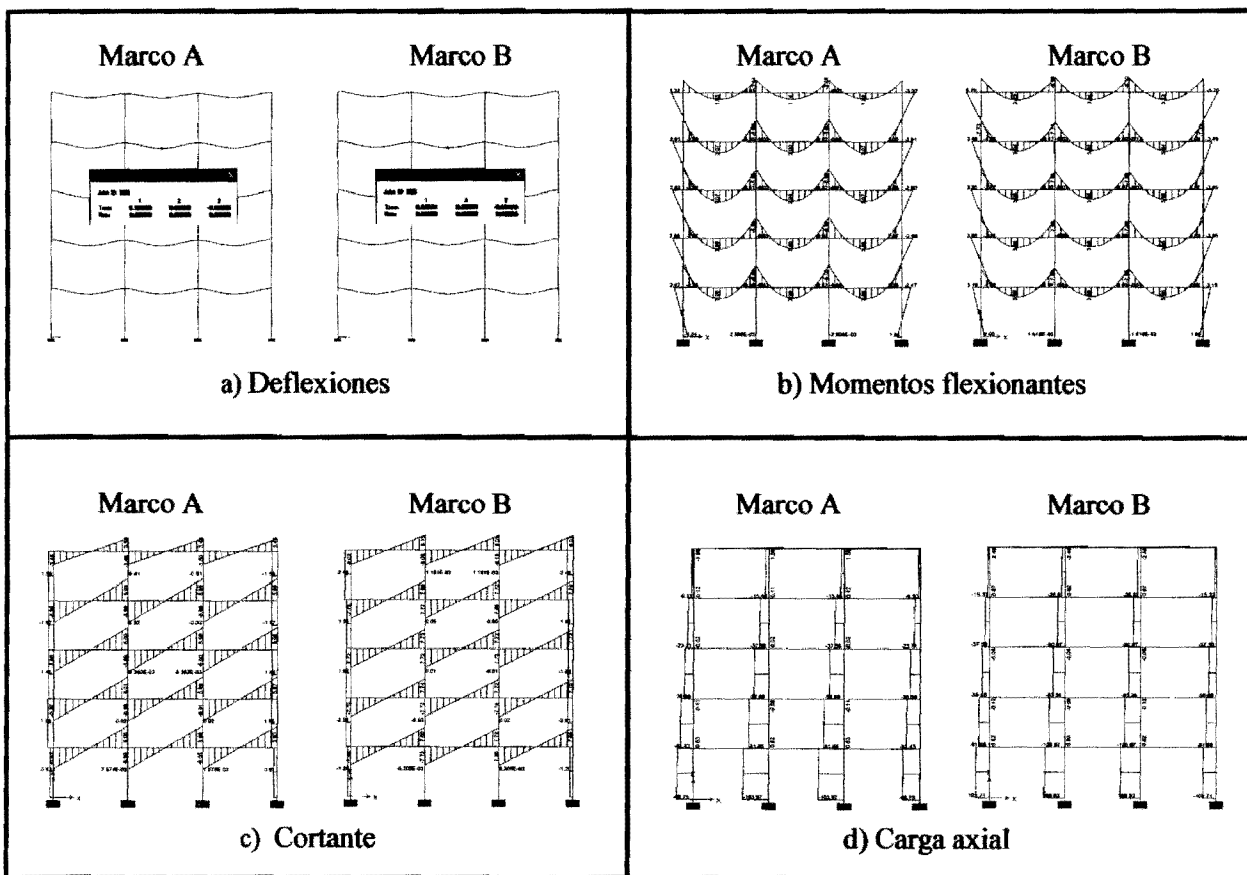


Figura 3.4 Resultados obtenidos del análisis estructural

Conforme muestra la Figura 3.4b, todas las vigas del marco externo (Marco A) exhiben prácticamente los mismos momentos de diseño. Como consecuencia, se asignó la misma cuantía de acero y detallado a todas las vigas de este marco. Mientras que la Figura 3.5 muestra un corte transversal con las dimensiones y detallado de las vigas del marco externo, la Tabla 3.2 resume los momentos actuantes y resistentes, y los obtenidos considerando la sobrerresistencia de los

materiales, en los extremos de las mismas. Una situación similar ocurrió con el marco interno. La Figura 3.6 muestra un corte transversal con las dimensiones y detallado de las vigas del marco interno. La Tabla 3.3 resume el valor de los momentos actuantes, resistentes y los obtenidos considerando la sobrerresistencia de los materiales, en sus extremos.

Los momentos con sobrerresistencia se refieren a los obtenidos con las propiedades esperadas de los materiales estructurales de acuerdo a lo recomendado por el FEMA 273 (los esfuerzos de diseño de acero y concreto se multiplican por 1.25 y 1.3, respectivamente).

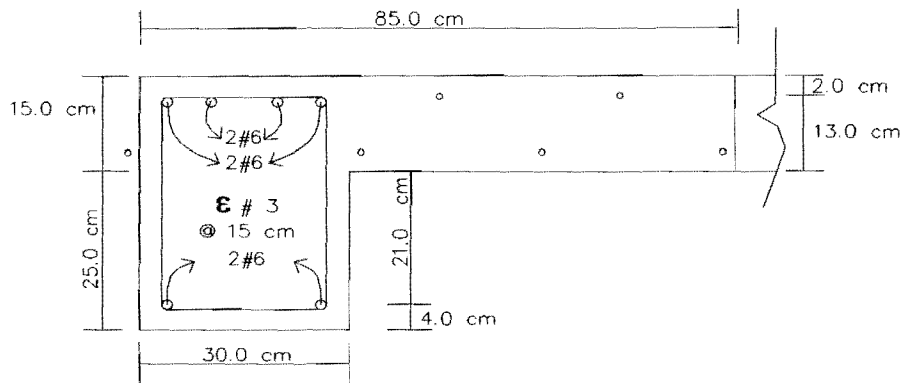


Figura 3.5 Dimensiones y refuerzo para las vigas del marco externo

Tabla 3.2 Momentos flexionantes resistentes y de diseño para las vigas externas

		Momento (ton-m)				
Servicio	Último	Resistente correspondiente a viga tipo:				
		Rectangular	"L"		"L" con sobrerresistencia	
-6.23	-9.345	-13.74	-18.476	8.226	-23.65	10.53

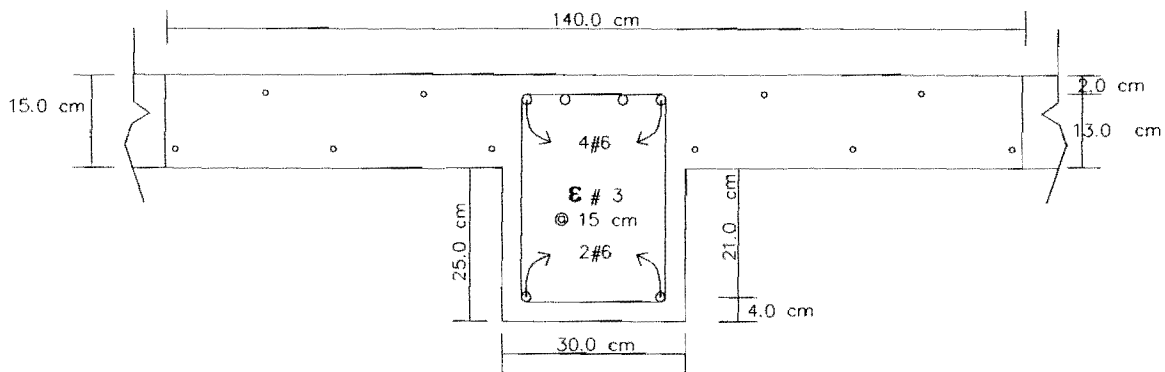


Figura 3.6 Dimensiones y refuerzo para las vigas del marco interno

Tabla 3.3 Momentos flexionantes resistentes y de diseño para las vigas internas

		Momento (ton-m)				
Servicio	Último	Resistente correspondiente a viga tipo:				
		Rectangular	"T"		"T" con sobrerresistencia	
-8.00	-12.00	-13.74	-21.74	8.30	-27.83	10.63

Las columnas se diseñaron por flexocompresión, de tal manera que pudieran acomodar el momento flexionante y carga axial inducidas en ellas por las cargas gravitacionales. Se consideró conveniente por razones constructivas, que todas las columnas en el edificio tuvieran la misma sección transversal. En cuanto a la cuantía de acero longitudinal, rigió la mínima, que corresponde al 1% del área transversal de las columnas. Las Figura 3.7 muestra la sección transversal y diagrama de interacción de las columnas.

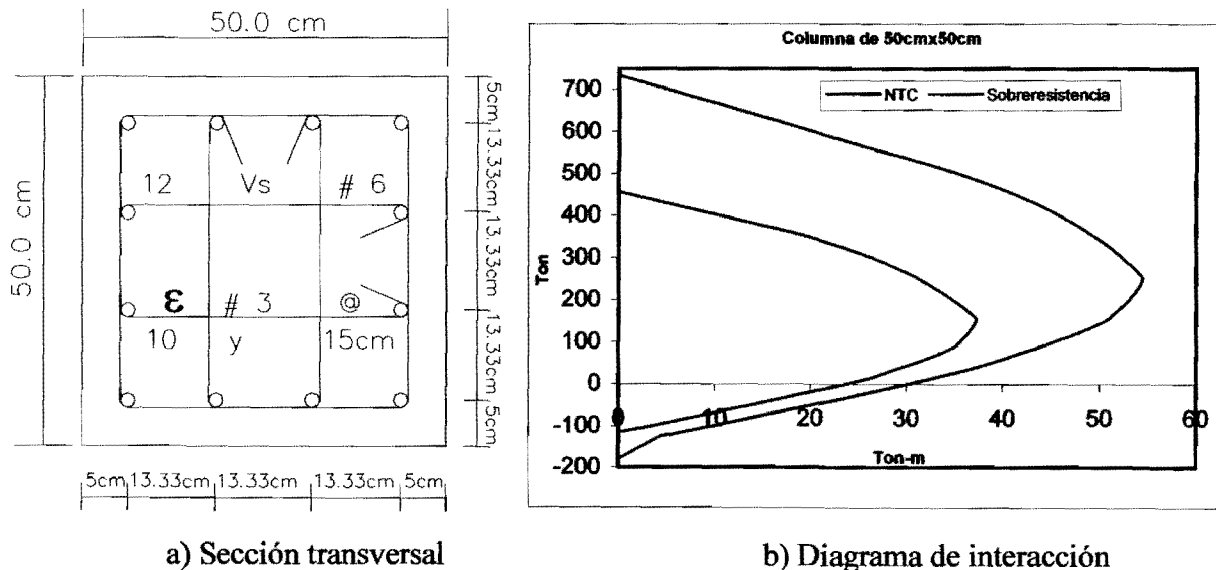


Figura 3.7 Propiedades de las columnas

3.2 Características mecánicas y dinámicas del sistema gravitacional

Una vez concluido el diseño preliminar del sistema gravitacional, se procedió a estimar sus características mecánicas y dinámicas a partir de un modelo de análisis no lineal. En resumen, se estableció un modelo bidimensional que consideró un marco interno y un marco externo, y al cual se asignó la mitad de la masa reactiva del edificio. Se contempló explícitamente el nivel esperado de agrietamiento en las vigas y columnas, así como el efecto que la losa tiene en la

resistencia, rigidez y capacidad de deformación de las vigas. Se utilizaron modelos analíticos bien conocidos para establecer las curvas de esfuerzo-deformación para el concreto confinado y no confinado, así como para el acero. A partir de estas curvas y de suponer que una sección plana permanece plana después de la flexión, se establecieron con el programa *RESPONSE 2000* las curvas momento-curvatura en ambos extremos de los elementos estructurales. Luego se establecieron idealizaciones bilineales de estas curvas por medio de definir curvaturas de fluencia y última. La resistencia, rigidez y capacidad de deformación de los elementos estructurales se establecieron directamente de estas curvas idealizadas.

La porción de la losa que interactúa, tanto en tensión como compresión, con las vigas se definió a partir de las recomendaciones de Pantazopoulou y French (2001) para una distorsión de 2%. Cabe mencionar que las propiedades de los materiales estructurales utilizadas para estimar las propiedades estructurales de vigas y columnas no son las de diseño, sino las esperadas. En cuanto a esto, se utilizaron las recomendaciones del FEMA 273 para establecer las propiedades estructurales del concreto y del acero. Las columnas del primer piso se modelaron como empotradas en su base, y se consideró tanto el endurecimiento por deformación en las vigas como los efectos de segundo orden derivados de la carga gravitacional. Finalmente, el modelo contempló las zonas de rigidez infinita en los extremos de los elementos estructurales. La Figura 3.8 presenta algunos detalles del modelo no lineal el edificio.

Una herramienta útil para evaluar las características mecánicas globales de una estructura es un análisis estático bajo deformación lateral monótonamente creciente (pushover). Este tipo de análisis consiste en aplicar una serie de cargas laterales con valor relativo constante en altura, hasta alcanzar una deformación objetivo. En este estudio se utilizó un patrón de cargas triangulares. El análisis estático no lineal se llevó a cabo con el programa *DRAIN 2DX* (Prakash et al. 1993). Entre los resultados relevantes arrojados por este tipo de análisis está la curva cortante basal contra desplazamiento de azotea, la evolución de las distorsiones de entrepiso y del daño local en función del desplazamiento de azotea, y la descripción del mecanismo plástico que desarrolla la estructura.

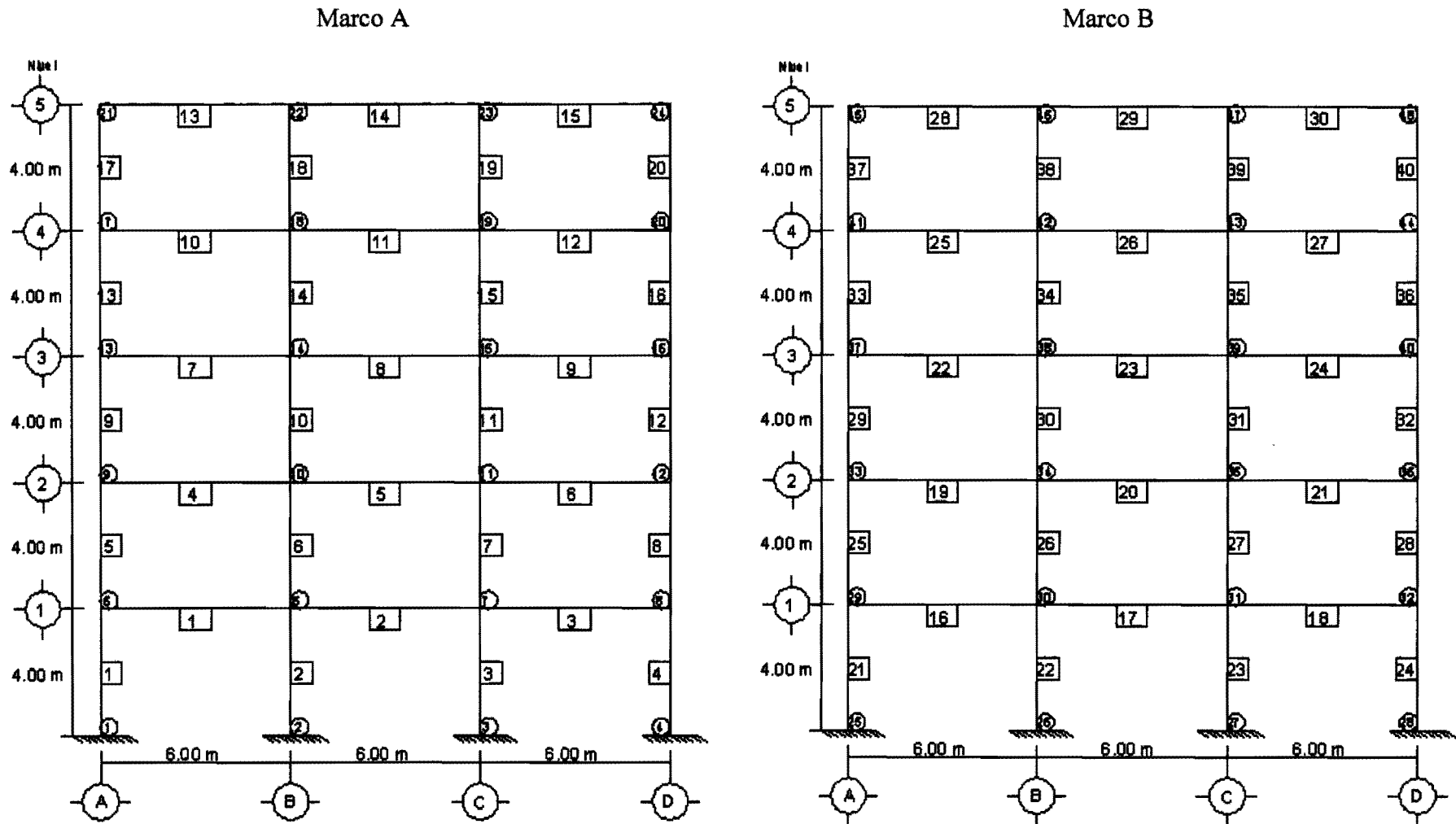
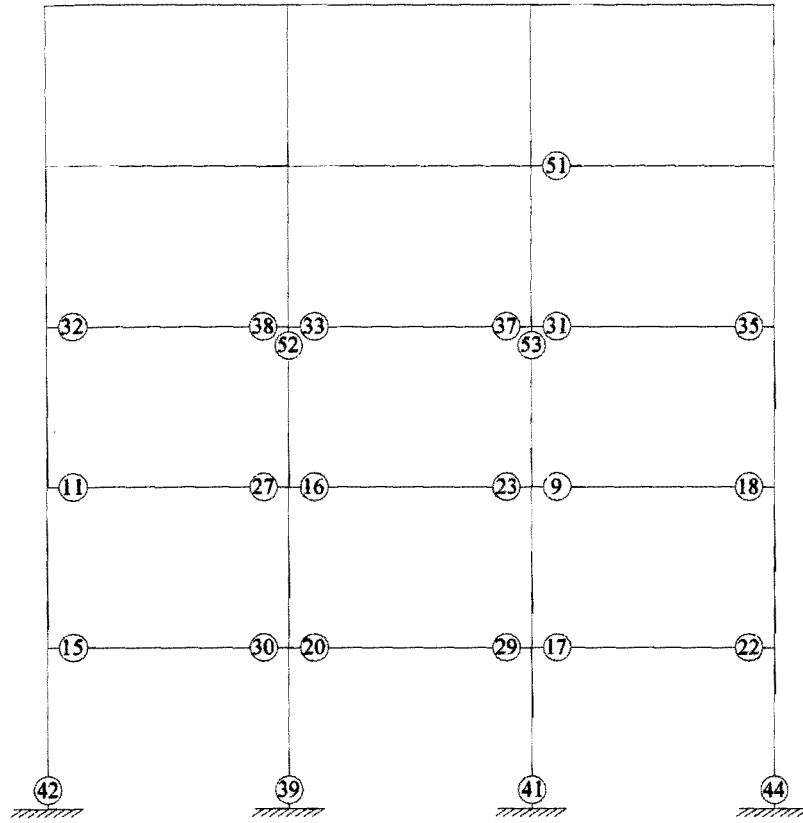


Figura 3.8 Numeración de nodos y barras del modelo para análisis no lineal

Marco A



Marco B

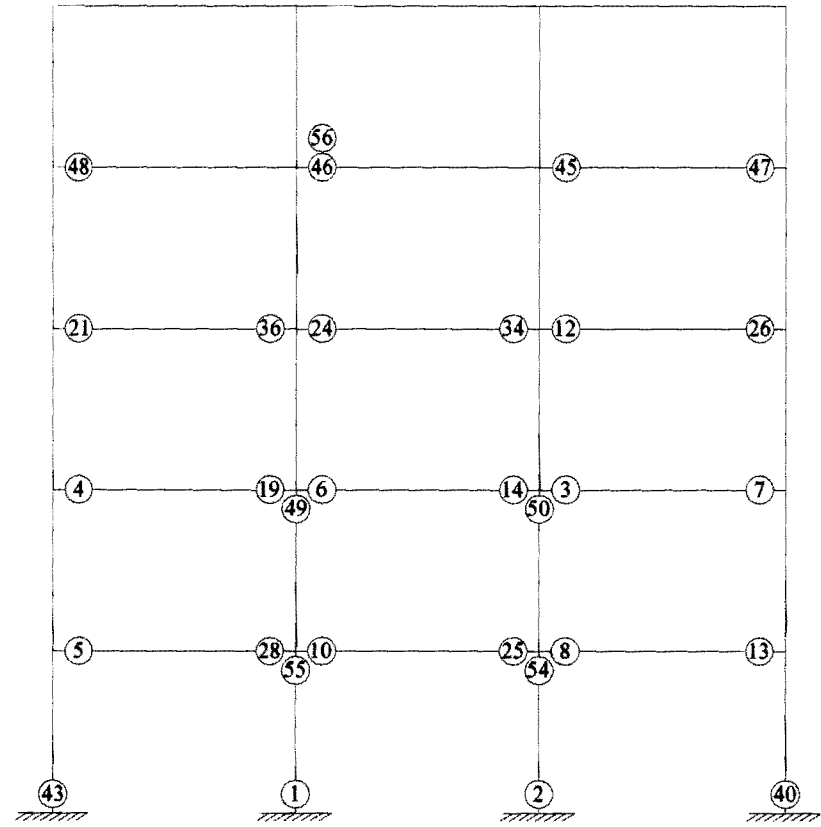


Figura 3.9 Secuencia de formación de articulaciones plásticas

La Figura 3.9 presenta la secuencia en que se forman las articulaciones plásticas en los elementos estructurales de los marcos gravitacionales. Aunque el daño tiende a concentrarse en las vigas, note la aparición de un número importante de articulaciones plásticas en las columnas, particularmente en las ubicadas en la planta baja.

La Figura 3.10 muestra para el sistema gravitacional del edificio la curva cortante basal contra desplazamiento de azotea. El trabajo conjunto de ambos marcos (externo = A e interno = B) resulta en un cortante basal de 63 ton, lo que corresponde a 7% de su peso reactivo. Además se presentan las curvas correspondientes al trabajo de cada marco. Puede observarse el efecto detrimental de los efectos P- Δ , particularmente para el marco interno. Note que ambos marcos exhiben un comportamiento prácticamente elástico hasta un desplazamiento de azotea de 8 cm, y que dichos marcos responden de manera estable hasta un desplazamiento de azotea de 10 cm. El valor del periodo fundamental de vibración estimado para el edificio resultó de 1.62 seg.

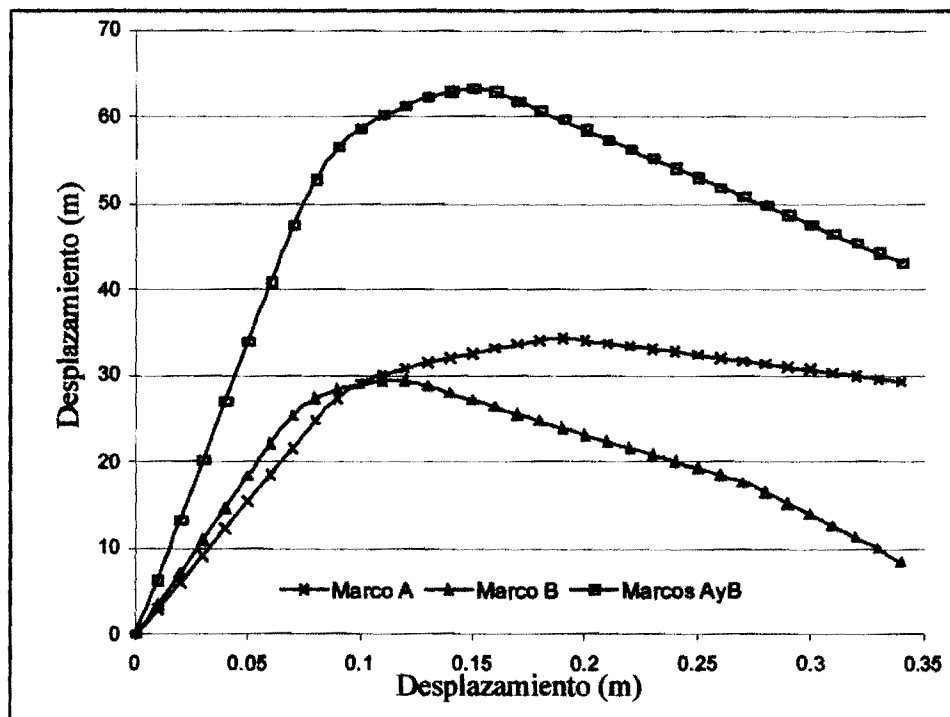


Figura 3.10 Gráfica cortante basal contra desplazamiento del sistema de marcos

Las Figuras 3.11 y 3.12 muestran la evolución del desplazamiento lateral y la distorsión para los diferentes niveles del edificio conforme se incrementa el desplazamiento lateral de azotea. Cada

paso marcado en las figuras implica un incremento de 1 cm en el desplazamiento de azotea, de tal manera que, por ejemplo, el paso 10 corresponde a un desplazamiento lateral de azotea de 10 cm. La deformación lateral de la estructura tiende a concentrarse en los pisos intermedios, particularmente en el nivel 2 y 3. Note que el edificio empieza a exhibir comportamiento no lineal a partir de un desplazamiento de azotea de entre 8 y 9 cm, lo que de acuerdo a las Figuras 3.11 y 3.12 corresponde a una distorsión que oscila entre 0.006 y 0.007. Este valor de distorsión está muy cercano al valor de 0.0073, identificado por Reyes (1999) como el umbral a partir del cual empiezan a dañarse los elementos estructurales de un marco no dúctil de concreto reforzado.

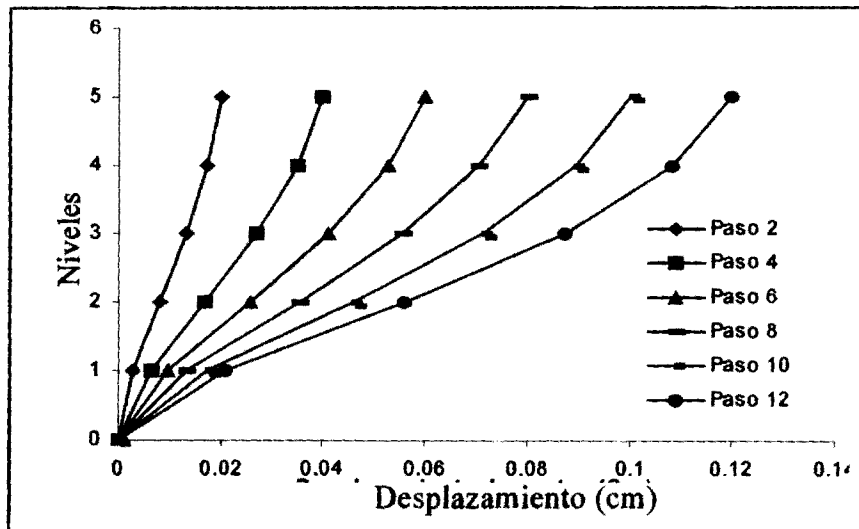


Figura 3.11 Desplazamientos de piso en función del desplazamiento de azotea

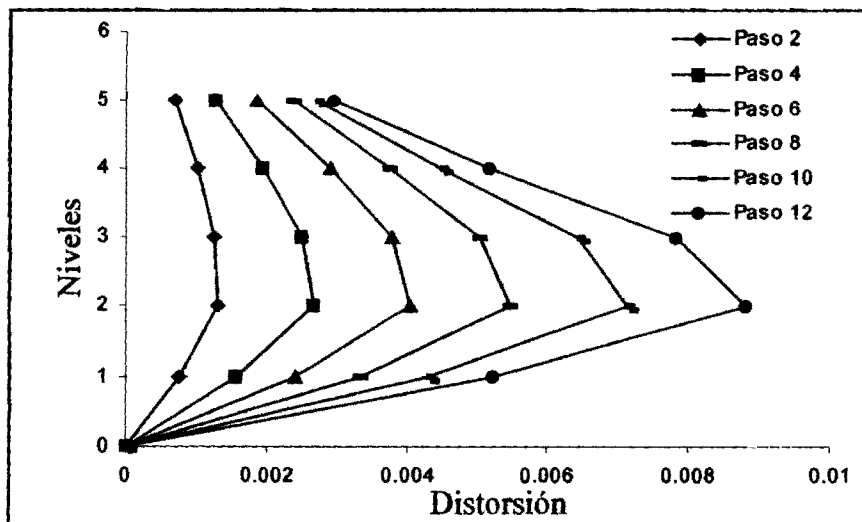


Figura 3.12 Distorsiones de entrepiso en función del desplazamiento de azotea

A partir de los resultados mostrados, puede concluirse que:

- 1) El sistema gravitacional de la edificación bajo consideración consiste en marcos muy ligeros de concreto reforzado, con una cantidad baja de acero longitudinal y un detallado simple. Como consecuencia, el sistema gravitacional exhibe resistencia y rigidez laterales muy por debajo de lo requerido por un sistema sismorresistente.
- 3) El modelado de los marcos de concreto reforzado arrojan estimaciones razonables de la distorsión en la que empiezan a exhibir daño estructural los elementos estructurales del sistema gravitacional.

4. SISTEMA DE CONTRAVIENTOS DESADHERIDOS

En este capítulo se presenta el diseño del sistema sismorresistente de la estructura considerada en esta tesis. Dicho sistema consiste en un sistema de contravientos desadheridos diseñados explícitamente para tomar la totalidad de las cargas laterales inducidas en el edificio por las excitaciones sísmicas de diseño.

Se presenta una metodología de diseño por desempeño para el dimensionado de los contravientos, y se discuten los umbrales de deformación lateral considerados para evaluar el desempeño no estructural y estructural de la edificación. En función de dichos umbrales se establece el esfuerzo de fluencia que debe tener el acero de los contravientos.

Finalmente se estiman las propiedades estructurales del edificio con contravientos, y se evalúa su desempeño sísmico para evaluar la pertinencia de la metodología propuesta.

4.1 Consideraciones de desempeño

Las Tablas 4.1 y 4.2, tomadas de Reyes (1999), resumen umbrales de distorsión de entrepiso correspondientes al inicio de daño y daño total para sistemas estructurales y no estructurales de uso común en México.

La Tabla 4.1 indica que la distorsión de entrepiso que inicia daño en los elementos estructurales de los marcos gravitacionales de la estructura es 0.0073 (ver en la tabla el valor correspondiente a marcos de concreto reforzado sin un buen detallado sísmico). El documento FEMA 273 establece además, en su Capítulo 6 (Tabla 6.6), que los elementos estructurales de un marco de concreto reforzado sin un buen detallado sísmico pueden acomodar rotaciones plásticas del orden de 0.005 para el estado límite de operación inmediata. De acuerdo a estas dos fuentes de información, los elementos estructurales del sistema gravitacional diseñado en el Capítulo 3 de esta tesis podrían acomodar distorsiones de entrepiso cercanas a 0.0123 (0.0073+0.005) en caso de que se planteará un estado límite de operación inmediata para dicho sistema.

Tabla 4.1 Distorsión de entrepiso que causa daño en elementos estructurales

SISTEMA ESTRUCTURAL	DISTORSIÓN DE ENTREPISO QUE INICIA DAÑO	DISTORSIÓN DE ENTREPISO PARA DAÑO TOTAL
Marco de concreto detallados sísmicamente	0.005	0.04
Marco de concreto sin un buen detallado sísmico ^a	0.0073 ^b	0.0217
Losas planas	0.008 para: $V_g \leq 0.88\sqrt{f_c}$ (pci) ^c 0.004 para: $V_g \leq 1.4\sqrt{f_c}$ (pci) ^c	0.010 Si $V_u/V_o = 0.45$
Muros de mampostería		
De piezas macizas	0.001	0.006
De piezas tipo panal	0.001	0.006
De piezas huecas con refuerzo interior y confinadas por castillos y dalas	Sin determinar	0.006
De piezas huecas con refuerzo interior sin confinar	0.0007	0.006
De bloques de concreto confinados por castillos y dalas	0.0005	0.003
De piezas huecas pegadas con mortero pobre o bien piezas silito-calcáreas.	0.0005	0.005
Muros de concreto	0.0015 para $h/b \geq 2.0$ 0.0010 para $h/b \leq 2.0$	Depende del nivel de carga axial en el muro
Marcos de acero detallado sísmicamente	0.0055	0.02
Marcos de acero sin buen detallado sísmico	0.0074	0.0298
Marcos de acero contraventeados con diagonales		
Concéntricas	0.005	Sin determinar
Marcos de acero contraventeados con diagonales excéntricas	0.004	Sin determinar

^a Se trata de estructuras con mayor flexibilidad que las estructuras detalladas sísmicamente.

^b Son distorsiones mayores respecto a los marcos detallados sísmicamente, debido a que se trata de estructuras con menos rigidez.

Además en el caso de las estructuras de acero, éstas se construyeron con conexión viga-columna semirígidas.

^c V_g es el esfuerzo cortante debido a la carga gravitacional actuando en la sección crítica de la losa. Los valores de V_g que se presentan en la tabla corresponden a un nivel bajo y a un nivel alto de carga vertical, por lo que para encontrar la distorsión que inicia el daño correspondiente a valores intermedios de V_g se puede interpolar linealmente entre ambos valores.

Tabla 4.2 Distorsión de entrepiso que causa daño en elementos no estructurales

SISTEMA NO ESTRUCTURAL	DISTORSIÓN DE ENTREPISO QUE INICIA DAÑO	DISTORSIÓN DE ENTREPISO PARA DAÑO TOTAL
Muros de mampostería		
De piezas macizas	0.002	0.007
De piezas tipo panal	0.002	0.007
De piezas huecas con refuerzo interior y confinadas por castillos y dalas	0.0017	0.007
De piezas huecas con refuerzo interior sin confinar	0.0015	0.004
De bloques de concreto confinados por castillos y dalas	0.0015	0.006
De piezas huecas pegadas con mortero pobre o bien piezas silito-calcáreas.	0.0013	0.004
Muros de tablaroca		
Con marco de lamina delgada	0.004	0.008
Con marco de madera y la tablaroca clavada	0.002	0.005
Con marco de madera y la tablaroca clavada y pegada.	0.003	0.008
Fachadas de vidrio	0.025 ^a	0.47 ^a
Fachadas precoladas		
De desplazamiento horizontal	0.004	0.016
De balanceo	>1.5 ^a	>2.0 ^a
Plafones	0.008 ^b	0.016 ^b

^a Se considera detallado especial.

^b Los plafones considerados están formados por piezas ligeras montadas en canales de aluminio.

Con un estado de operación inmediata en mente para el desempeño del sistema gravitacional del edificio, se reevaluaron los resultados arrojados por su análisis estático no lineal. En particular, se evaluaron de acuerdo al FEMA 273 los valores de desplazamiento de azotea y distorsión de entrepiso correspondientes al estado límite de operación inmediata (interpretado numéricamente como una rotación plástica de 0.005 para el elemento estructural crítico). De acuerdo a los resultados obtenidos para el sistema gravitacional sometido a un análisis no lineal bajo carga lateral monótonamente creciente (capítulo 3) el elemento viga 21 (Figura 3.8) es el primero en alcanzar la rotación para el estado límite de operación inmediata (aún cuando las primeras articulaciones se presentan en las columnas, ver Figura 3.9) correspondiente a un desplazamiento de azotea de 12 cm (Figura 3.11) y una distorsión de entrepiso de 0.0093 (Figura 3.12) este último valor es consistente con el valor de 0.0123 obtenido anteriormente a partir de

consideraciones muy simples. A partir de esto, se define un umbral de distorsión para el sistema gravitacional de:

$$DI_{MAX} \leq 0.009 \quad (4.1)$$

donde DI_{MAX} es el valor máximo permisible para la distorsión de entrepiso.

En cuanto a los elementos no estructurales del edificio, se considera que estos están constituidos por muros de tablarroca unidos a la estructura a través de clavarlos y pegarlos a un marco de madera, fijado a su vez a la estructura. La Tabla 4.2 indica que mientras que la distorsión de entrepiso que inicia daño en este tipo de elementos es 0.003, la distorsión para daño total corresponde a un valor de 0.008.

Considerando que el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el D.F. indican que, por razones no estructurales, la distorsión de entrepiso debe limitarse para el estado límite de servicio a 0.002, se proponen los siguientes umbrales de distorsión para los estados límite de servicio y seguridad:

$$DI_{SER} \leq 0.002 \quad (4.2a)$$

$$DI_{SEG} \leq 0.008 \quad (4.2b)$$

donde DI_{SER} y DI_{SEG} son los valores máximos permisibles para la distorsión de entrepiso correspondiente a los estados límite de servicio y seguridad, respectivamente. Note un par de cosas:

- 1) La distorsión DI_{SER} está planteada para evitar daño no estructural; y
- 2) La distorsión DI_{SEG} está planteada para evitar el colapso local de los elementos no estructurales.

En cuanto a las consideraciones de desempeño para el edificio considerado en esta tesis, se plantea lo siguiente:

- Estado límite de servicio: Tanto los contravientos desadheridos como el sistema que baja carga gravitacional deben permanecer sin daño estructural (se acepta agrietamiento leve del sistema gravitacional). Los elementos no estructurales deben permanecer sin daño alguno.
- Estado límite de seguridad: El sistema que se diseña para soportar carga gravitacional debe ser capaz de operar al 100% de su capacidad después del sismo (operación inmediata), lo que implica que sus elementos estructurales pueden exhibir leves demandas de comportamiento plástico. El sistema de contravientos desadheridos debe desarrollar comportamiento plástico de importancia que le permita disipar un porcentaje elevado de la energía de entrada que la excitación sísmica induce en la estructura. En cuanto a los elementos no estructurales, debe evitarse su colapso local.

Si se superponen las consideraciones para el desempeño estructural del sistema gravitacional y el desempeño no estructural del edificio en su totalidad (cuantificados a partir de las Ecuaciones 4.1 y 4.2), las distorsiones críticas de diseño son las resumidas en la Ecuación 4.2.

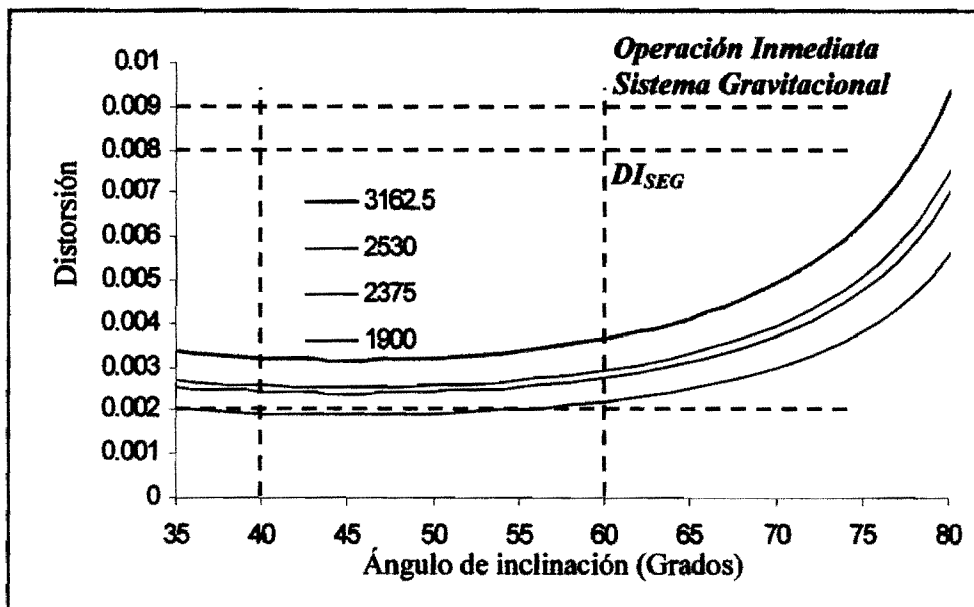


Figura 4.1 Distorsión de fluencia en función del ángulo de inclinación y esfuerzo de fluencia de un contraviento.

La Figura 4.1 superpone los resultados originalmente presentados en la Figura 2.22 con las distorsiones de entrepiso asociadas a los estados límite de servicio y seguridad. Para que satisfaga

sus condiciones de desempeño, es necesario concebir al sistema de contravientos para que no fluya a distorsiones menores que 0.002, y para exhibir comportamiento plástico de consideración para distorsiones cercanas a 0.008. Los aceros con esfuerzos de fluencia de 2100 kg/cm² a 2530 kg/cm² garantizan una fluencia de los contravientos a distorsiones mayores que las de servicio, y una ductilidad cercana a 4 para la distorsión de seguridad.

4.2 Metodología de diseño

El primer paso de la metodología propuesta consiste en establecer una definición cualitativa del comportamiento deseado de la estructura (estados límite) para los diferentes niveles sísmicos de diseño. Los estados límite relevantes deben plantearse en términos de daño estructural y no estructural aceptable. A continuación, se plantea el control de daño estructural y no estructural a través de establecer umbrales a la distorsión de entrepiso (DI_{max}) en la estructura. Como se muestra en la Figura 4.2, el valor de DI_{max} puede ser usado para establecer el desplazamiento máximo de azotea δ_{max} que la edificación puede alcanzar durante la excitación sísmica de diseño. Note que esto se plantea a través del concepto de coeficiente de distorsión COD , que cuantifica la relación existente entre la distorsión máxima de entrepiso y la distorsión promedio en la estructura. En estructuras que trabajan a corte y que exhiben demandas leves a moderadas de comportamiento plástico el valor de COD oscila entre 1.2 y 1.5, mientras que COD oscila entre 1.5 a 2 en edificios regulares que exhiben demandas importantes de comportamiento plástico (Terán 1996).

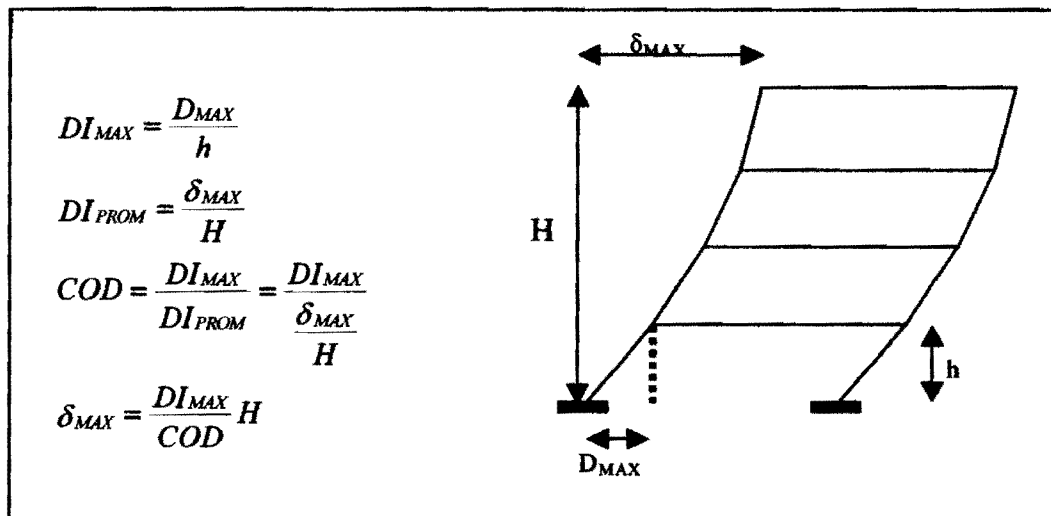


Figura 4.2 Uso de DI_{max} para plantear el control del desplazamiento lateral de una edificación

Las características globales de la estructura se establecen de tal manera que su respuesta dinámica quede limitada dentro de los umbrales de distorsión establecidos en función de los criterios de desempeño. Para ello se utilizan espectros de diseño, lo que implica aproximar la respuesta global de la estructura a través de la respuesta de un sistema de un grado de libertad. Las características mecánicas globales, estimadas a través de los espectros de respuesta, son dos: el periodo fundamental de vibración y el cortante basal. Una vez establecidos los valores de estos dos parámetros, se procede al diseño local de los contravientos conforme a lo siguiente:

- *Periodo fundamental de vibración.* Con base en su valor se plantea el dimensionado de los contravientos (rigidez local de diseño).
- *Cortante basal.* A través del análisis estructural, este parámetro permite definir a nivel local las demandas de resistencia de los contravientos.

Note que la metodología propuesta no maneja explícitamente la capacidad de deformación última del sistema de contravientos. Al respecto, se hace notar que mientras que los contravientos desadheridos son capaces de alcanzar ductilidades últimas del orden de 10 a 12, la metodología propuesta limita la demanda global de ductilidad en el edificio a valores que oscilan entre 3.5 y 4. Bajo estas circunstancias, la capacidad de deformación de los contravientos no rige el diseño, de tal manera que puede obviarse durante la concepción del sistema de contravientos.

El primer parámetro de diseño que se establece es el periodo fundamental máximo de la estructura conforme a lo ilustrado en la Figura 4.3. Este periodo se establece a partir del valor máximo de desplazamiento de azotea (δ_{max}) permitido en la edificación, establecido a su vez conforme a lo ilustrado en la Figura 4.2, y un espectro de desplazamiento. Como se muestra, el valor de δ_{max} debe corregirse para contemplar el efecto de varios grados de libertad a través de un parámetro α que relaciona el desplazamiento de azotea con el desplazamiento de un *SIGL* (Terán 2004).

Conforme a lo planteado para el daño estructural aceptable para el estado límite de servicio, el espectro de desplazamientos de servicio contempla comportamiento elástico y un porcentaje de

amortiguamiento (ξ) crítico de 2%. Para este estado límite, se sugiere $COD = 1.2$ y $\alpha = 1.4$ para un sistema que trabaje a corte (Terán 2004). En el caso del estado límite de seguridad, se plantea el uso de un espectro de desplazamientos para ductilidad máxima de 4 y ξ de 5%, $COD = 1.5$ y $\alpha = 1.2$ (Terán 2004).

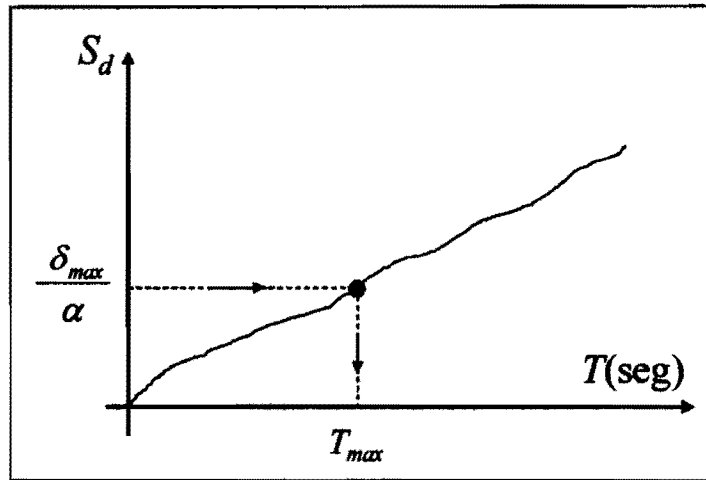


Figura 4.3 Uso de espectro de desplazamientos para obtener periodo máximo (Terán 2004)

Es necesario establecer el valor del periodo máximo para los estados límite de servicio y seguridad (T_{SER} y T_{SEG} , respectivamente) y definir el periodo de diseño ($T_{DISEÑO}$) conforme a lo siguiente:

$$T_{DISEÑO} = \text{Menor}(T_{SER}, T_{SEG}) \tag{4.3}$$

El dimensionamiento por rigidez del sistema de contravientos debe hacerse de tal manera que el periodo fundamental de vibración de la estructura sea igual a $T_{DISEÑO}$. Para esto, se sugiere plantear la matriz de masas del edificio (debe utilizarse el valor esperado de las masas reactivas) y una matriz auxiliar de rigideces que capture el valor relativo de las rigideces de entrepiso del sistema de contravientos. Se sugiere que dicho valor relativo se establezca a partir de un diagrama de cortantes de entrepiso obtenido a partir de fuerzas laterales estimadas a partir del método estático de análisis especificado por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. La Figura 4.4 muestra de manera esquemática las matrices de masa y auxiliar de rigidez. Se considera que los cuatro primeros niveles tienen la misma masa, que es diferente a la masa de azotea; y que la rigidez relativa requerida en los dos entrepisos superiores es 70% de la

rigidez lateral proporcionada en los tres primeros entrepisos. Note que la obtención de la matriz auxiliar de rigidez se basa en considerar que los entrepisos trabajan exclusivamente a corte, y que esta suposición es razonable para edificios de pocos niveles.

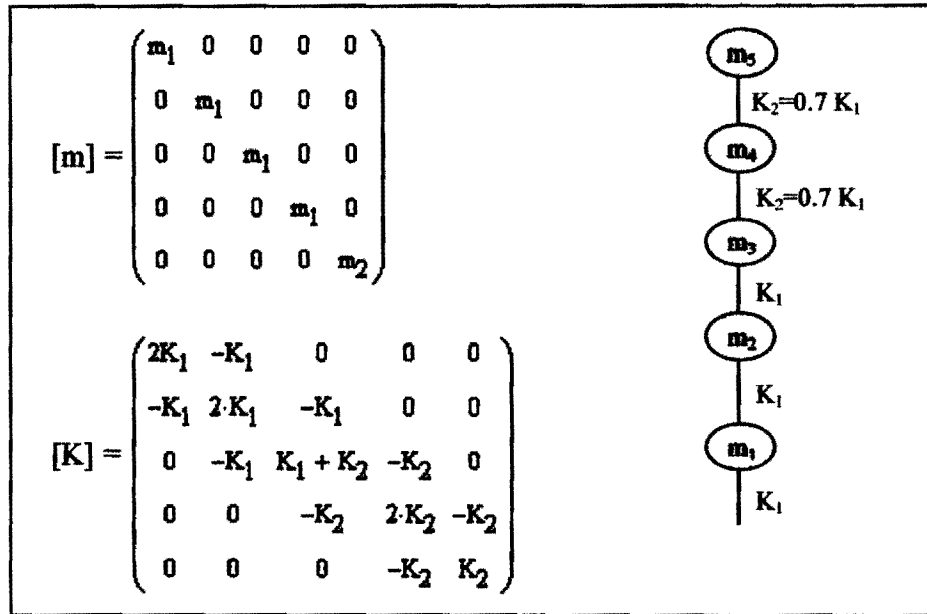


Figura 4.4 Matriz de masa y rigidez para un sistema de 5 grados de libertad

El proceso de dimensionado arranca al asignar al valor de K_i un valor arbitrario (por ejemplo, unitario). Dado que se conoce el valor relativo de las rigideces laterales de entrepiso, se estima el valor de la rigidez lateral de todos los entrepisos. Se plantea un problema de valores característicos y se obtiene el valor del periodo fundamental de vibración (T_1). La rigidez lateral de diseño para el entrepiso i esta dada por:

$$K_{iDISEÑO} = K_i \left(\frac{T_1}{T_{DISEÑO}} \right)^2 \tag{4.4}$$

El área de contravientos requerida por cuestiones de rigidez en el entrepiso i (en caso de que todos los contravientos tengan el mismo ángulo de inclinación) esta dada por:

$$A_i = \frac{L}{E \cos^2 \alpha} K_{iDISEÑO} \tag{4.5}$$

donde L es la longitud efectiva de un contraviento, α su ángulo de inclinación y E es el módulo de elasticidad del acero. Después de seleccionar el valor de A_i para todos los entrepisos del edificio, se establece su matriz definitiva de rigideces, y a partir de ella se establece el periodo fundamental del edificio T_{REAL} .

Una vez que se tiene el valor de T_{REAL} se establece el cortante basal de diseño a través del uso de espectros de resistencia para los estados límite de servicio y seguridad (establecidos de manera consistente con los espectros de desplazamiento). El cortante basal de diseño V_b es el mayor de los cortantes basales establecidos a partir del espectro del estado límite de servicio (V_{bSER}) y del espectro del estado límite de seguridad (V_{bSEG}).

Finalmente, se revisa que el área de los contravientos establecida por cuestiones de rigidez sea capaz de acomodar las demandas de resistencia requeridas por la estructura. En caso negativo, se ajustan. Es importante hacer notar que después de que se diseñan los contravientos, debe adecuarse el sistema gravitacional para recibirlos. Como se ilustrará mas adelante, es conveniente utilizar conceptos de diseño por capacidad con este fin.

4.3 Excitaciones sísmicas de diseño

Para la elaboración de espectros de diseño se consideraron dos grupos de acelerogramas registrados durante diferentes eventos sísmicos en la Zona del Lago del Distrito Federal. El primero grupo de acelerogramas, correspondiente al estado límite de servicio, contiene los movimientos resumidos en la Tabla 4.3, los cuales fueron escalados de tal forma que su velocidad máxima fuera igual a la cuarta parte de la velocidad máxima correspondiente al acelerograma registrado durante 1985 en la dirección este-oeste de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte (SCTEO). El segundo grupo, correspondiente al estado límite de seguridad, se resume en la Tabla 4.4. En cuanto a su escalado, los movimientos contenidos en el segundo grupo se escalaron de tal manera que la velocidad máxima de cada registro fuera igual a la velocidad máxima correspondiente a SCTEO.

Los espectros de diseño de un grupo dado se establecieron a partir de la media más una desviación estándar de los correspondientes espectros derivados de cada acelerograma dentro de dicho grupo.

Tabla 4.3 Acelerogramas correspondientes al estado límite de servicio

Identificación	Lugar de registro	Fecha	Factor de escala	T_g (seg)
s31	CUPJ EO	14/09/1995	1.9759	2
s32	CUPJ NS	14/09/1995	2.3136	2
s43	Garibaldi EO	10/12/1994	2.8371	2
s45	Garibaldi EO	14/09/1995	1.5707	2
s46	Garibaldi NS	14/09/1995	1.8991	2
s51	Hospital Juárez EO	14/09/1995	1.2785	2
s59	Liverpool EO	09/10/1995	2.4656	2
s77	Tlatelolco EO	10/12/1994	3.3334	2.1
s79	Tlatelolco EO	14/09/1995	1.9313	2
s89	Alameda EO	14/09/1995	1.4494	2
s90	Alameda NS	14/09/1995	1.9833	2
s119	C. U Juárez EO	10/12/1994	3.4168	1.9
s125	Cibeles EO	24/10/1993	3.9783	2.1
s129	Cibeles EO	09/10/1995	2.9898	2
s131	Angares EO	14/09/1995	1.608	1.6
s143	Tlatelolco EO	14/09/1995	1.8242	2
s144	Tlatelolco NS	14/09/1995	2.5896	1.9

Tabla 4.4 Acelerogramas correspondientes al estado límite de seguridad

Identificación	Zona del registro	Fecha	Factor de escala	T_g (seg)
mx01	Alameda EO	04/25/89	4.046	2.1
mx03	Garibaldi EO	04/25/89	3.491	2.2
mx04	Tlahuac EO	09/19/85	1.766	2.1
mx06	Tlahuac NS	09/21/85	4.664	2.0
mx07	Tlahuac EO	09/21/85	4.046	1.9
mx08	SCT EO	09/19/85	1	2.0

4.4 Ejemplo de aplicación

A continuación se ilustra la aplicación de la metodología propuesta al diseño del sistema de contravientos desadheridos del edificio de cinco pisos considerado en esta tesis. La Figura 4.5 muestra la configuración estructural y ubicación de los contravientos en la estructura. En resumen, se contraventea la cruzía central de los dos marcos externos.

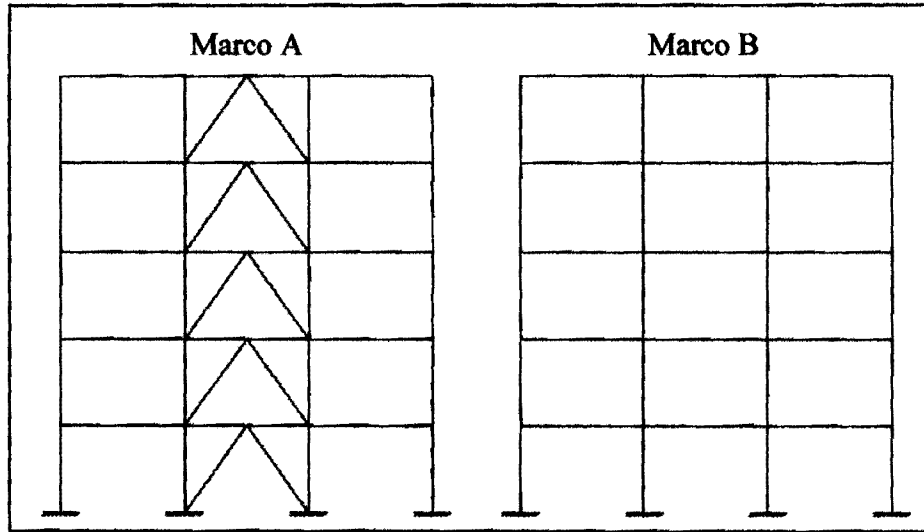


Figura 4.5 Sistema de contravientos desadheridos

Las Figuras 4.6 y 4.7 resumen la determinación del periodo fundamental de vibración requerido para controlar el desplazamiento de la estructura para los estados límite de servicio y seguridad, respectivamente.

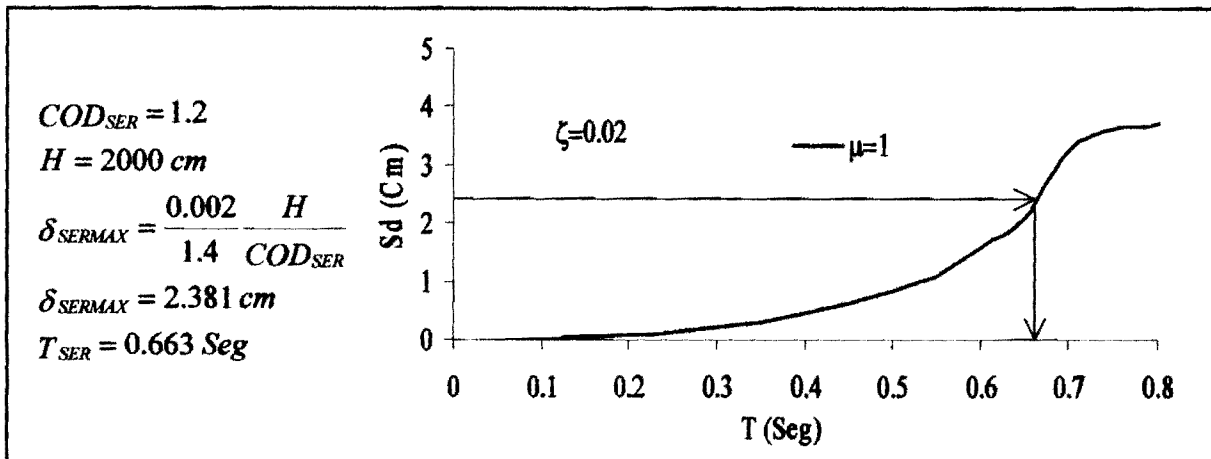


Figura 4.6 Periodo máximo de diseño para el estado límite de servicio

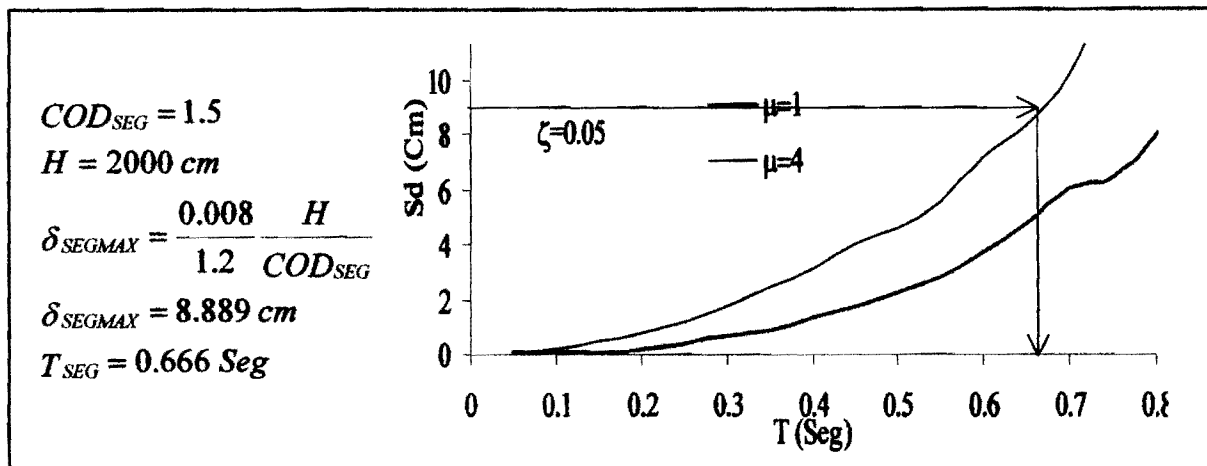


Figura 4.7 Periodo máximo de diseño para el estado límite de seguridad

De acuerdo a la metodología propuesta, $T_{DISEÑO} = 0.66 \text{ seg}$. La matriz de masas y matriz auxiliar de rigideces del edificio están dadas por:

$$m_1 = 187.27 \frac{\text{Kg} \cdot \text{Seg}^2}{\text{Cm}} \quad m_2 = 130.22 \frac{\text{Kg} \cdot \text{Seg}^2}{\text{Cm}}$$

$$M_A = \begin{pmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_2 \end{pmatrix} \quad M_A = \begin{pmatrix} 187.27 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 187.27 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 187.27 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 187.27 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 130.22 \end{pmatrix}$$

$$K_1 = 1.0 \quad K_2 = .7$$

$$K_A = \begin{pmatrix} 2K_1 & -K_1 & 0 & 0 & 0 \\ -K_1 & 2K_1 & -K_1 & 0 & 0 \\ 0 & -K_1 & K_1 + K_2 & -K_2 & 0 \\ 0 & 0 & -K_2 & 2K_2 & -K_2 \\ 0 & 0 & 0 & -K_2 & K_2 \end{pmatrix} \quad K_A = \begin{pmatrix} 2 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 2 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 1.7 & -0.7 & 0 \\ 0 & 0 & -0.7 & 1.4 & -0.7 \\ 0 & 0 & 0 & -0.7 & 0.7 \end{pmatrix}$$

Las frecuencias y periodos derivados de las matrices anteriores son:

$$\omega_1 := \sqrt{5 \times 10^{-4}} \quad \omega_1 = 0.022 \quad T_1 := \frac{2 \cdot \pi}{\omega_1} \quad T_1 = 280.993 \text{ Seg}$$

$$\omega_2 := \sqrt{3.3 \times 10^{-3}} \quad \omega_2 = 0.057 \quad T_2 := \frac{2 \cdot \pi}{\omega_2} \quad T_2 = 109.376 \text{ Seg}$$

$$\omega_3 := \sqrt{8.6 \times 10^{-3}} \quad \omega_3 = 0.093 \quad T_3 := \frac{2 \cdot \pi}{\omega_3} \quad T_3 = 67.753 \text{ Seg}$$

$$\omega_4 := \sqrt{0.0126} \quad \omega_4 = 0.112 \quad T_4 := \frac{2 \cdot \pi}{\omega_4} \quad T_4 = 55.975 \text{ Seg}$$

$$\omega_5 := \sqrt{0.0182} \quad \omega_5 = 0.135 \quad T_5 := \frac{2 \cdot \pi}{\omega_5} \quad T_5 = 46.574 \text{ Seg}$$

A partir del uso de la Ecuación 4.4 se obtienen las siguientes rigideces de entrepiso de diseño para el sistema de contravientos:

$$K_{1 \text{ diseño}} := K_1 \cdot \left(\frac{T_1}{T_{\text{diseño}}} \right)^2 \quad K_{2 \text{ diseño}} := K_2 \cdot \left(\frac{T_1}{T_{\text{diseño}}} \right)^2$$

$$K_{1 \text{ diseño}} = 1.78 \times 10^5 \text{ Kg} \quad K_{2 \text{ diseño}} = 1.246 \times 10^5 \text{ Kg}$$

Para estimar el área requerida de contravientos, se contempló que su longitud efectiva es igual a 65 % de su longitud total L_T (Figura 4.8). Esto considera la existencia de placas de conexión en los extremos de los contravientos.

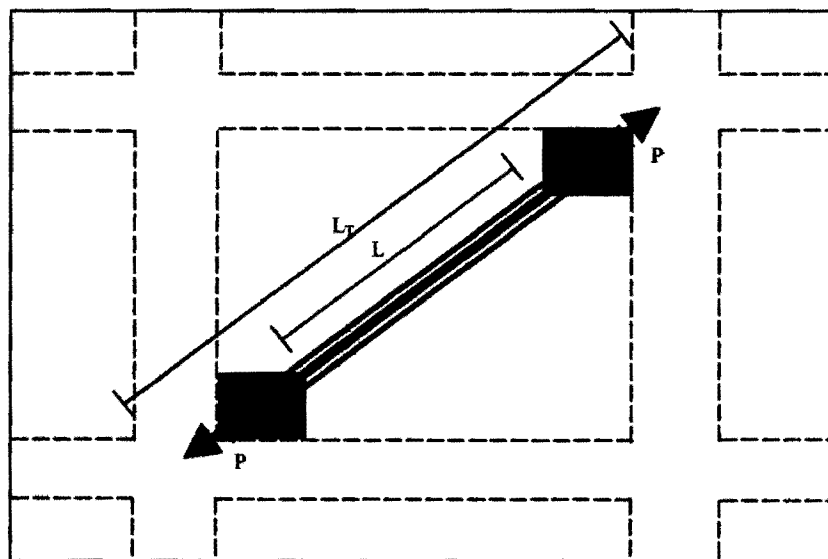


Figura 4.8 Longitud efectiva de un contraviento

Sistema de contravientos desadheridos

A partir de lo anterior y la Ecuación 4.5, se obtienen las siguientes áreas de contravientos para una inclinación de 53.13 grados:

$$F_{Long} = 0.65 \quad L = F_{Long} \sqrt{400^2 + 300^2} = 0.325 \text{ cm} \quad \alpha = \text{Tan}^{-1}\left(\frac{4}{3}\right) = 53.13^\circ$$

$$A_1 = \frac{L}{2E \text{Cos}(\alpha)^2} K_{1\text{Diseño}} \quad A_2 = \frac{L}{2E \text{Cos}(\alpha)^2} K_{2\text{Diseño}}$$

$$A_1 = 40.176 \text{ cm}^2 \quad A_2 = 28.123 \text{ cm}^2$$

Se recalca que A_1 corresponde al área de contravientos en los tres primeros pisos del edificio, y A_2 el área de los dos pisos superiores. Con fines de dimensionado, se propone redondear las áreas de contravientos a 42 y 30 cm^2 , respectivamente. Las características dinámicas del edificio considerando estas áreas de contravientos son:

$$w_1 = \sqrt{86.20} \quad w_1 = 9.284 \quad T_1 = \frac{2\pi}{w_1} \quad T_1 = 0.677 \text{ Seg}$$

$$w_2 = \sqrt{627.10} \quad w_2 = 25.042 \quad T_2 = \frac{2\pi}{w_1} \quad T_2 = 0.251 \text{ Seg}$$

$$w_3 = \sqrt{1622.30} \quad w_3 = 40.278 \quad T_3 = \frac{2\pi}{w_1} \quad T_3 = 0.156 \text{ Seg}$$

$$w_4 = \sqrt{2385.50} \quad w_4 = 48.842 \quad T_4 = \frac{2\pi}{w_1} \quad T_4 = 0.129 \text{ Seg}$$

$$w_5 = \sqrt{3397.20} \quad w_5 = 58.286 \quad T_5 = \frac{2\pi}{w_1} \quad T_5 = 0.108 \text{ Seg}$$

Con el periodo real del edificio, T_{REAL} , es posible estimar el coeficiente sísmico de diseño del edificio. Este proceso se resume con ayuda de las Figuras 4.9 y 4.10. El coeficiente sísmico de diseño resultó ser igual a 0.196 (correspondiente al estado límite de servicio) y el cortante basal igual a 169 ton (186 ton si se considera el factor de carga de 1.1):

$$W_t = 862.6 \text{ Ton}$$

$$C_s = 0.196$$

$$V_b = 1.1 C_s W_t$$

$$V_b = 186 \text{ Ton}$$

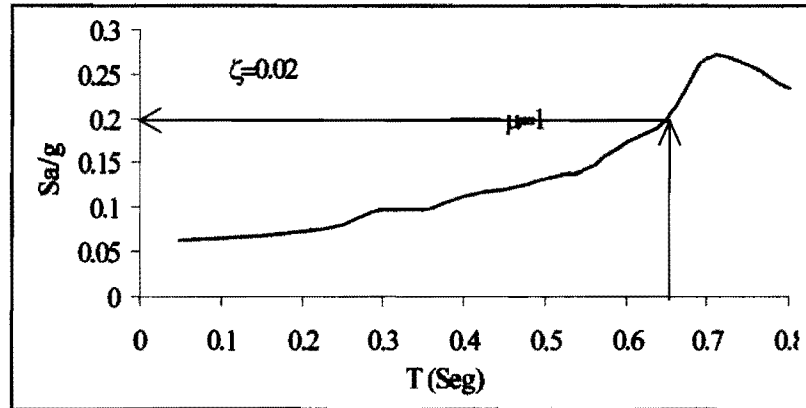


Figura 4.9 Coeficiente sísmico de diseño para el estado límite de servicio

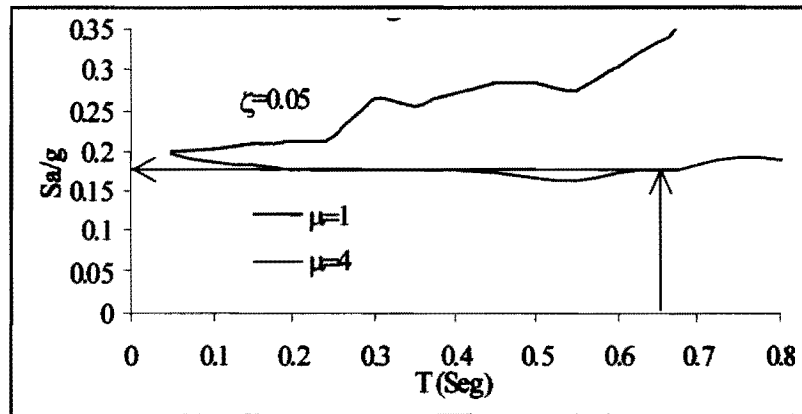


Figura 4.10 Coeficiente sísmico de diseño para el estado límite de seguridad

A continuación se revisó si el área de contravientos obtenida por consideraciones de rigidez lateral es suficiente para acomodar las demandas de resistencia en los mismos. Para ello se utilizó la Ecuación 2.22 con diferentes valores de esfuerzo de fluencia. La Figura 4.11 resume el proceso para un esfuerzo de fluencia de 2530 kg/cm^2 . En la Figura $A1_{2530}$ y $A2_{2530}$ representan los requerimientos de área de contraviento por consideraciones de resistencia. Note que las áreas requeridas por resistencia resultan mayores a las requeridas por rigidez, de tal manera que el valor del periodo fundamental del edificio se reduce con respecto al valor de T_{REAL} derivado del diseño por rigidez. La Tabla 4.5 resume los resultados obtenidos del diseño por resistencia de los contravientos para diferentes esfuerzos de fluencia.

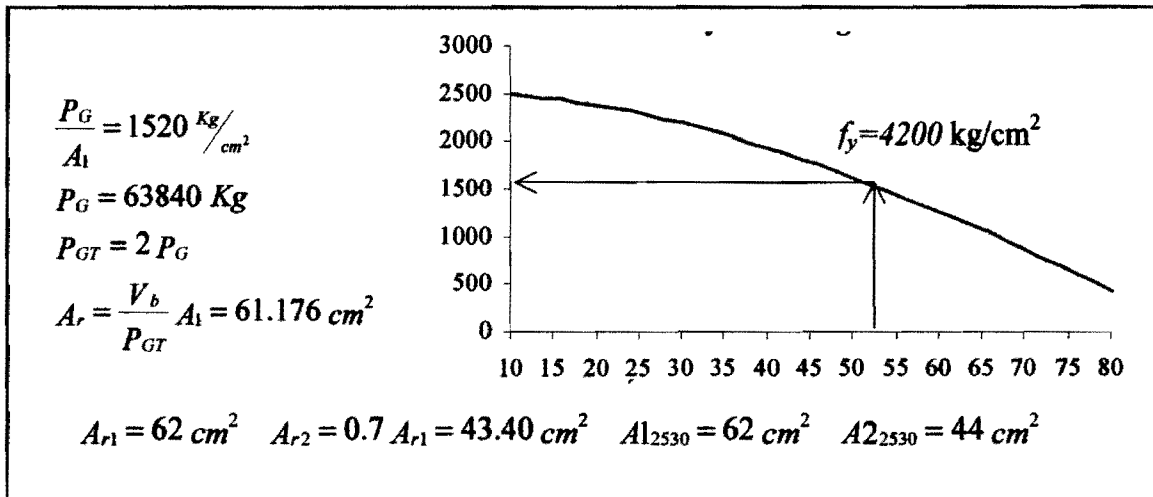


Figura 4.11 Diseño por resistencia de los contravientos.

Tabla 4.5 Diseño por resistencia de los contravientos

Diseño	$f_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}$			
	3162.5	2530	2375	2100
$A_1 \text{ (cm}^2\text{)}$	49	62	66	74
$A_2 \text{ (cm}^2\text{)}$	36	44	47	52
$V_b \text{ (kg)}$	186200	188500	188800	186500
$T \text{ (seg)}$	0.625	0.588	0.539	0.51

Los elementos de los marcos que reciben al sistema de contravientos se rediseñaron con tal fin. Para ello, se utilizó el concepto de diseño por capacidad. Las Figuras 4.12 y 4.13 resumen las consideraciones utilizadas para determinar los axiales de diseño para las vigas y columnas que soportan los contravientos. Dados los niveles tan altos de carga axial que deben tomar las columnas de soporte, se recurrió a presforzarlas. La Figura 4.14 muestra la sección transversal de las vigas y columnas que soportan el sistema de contravientos.

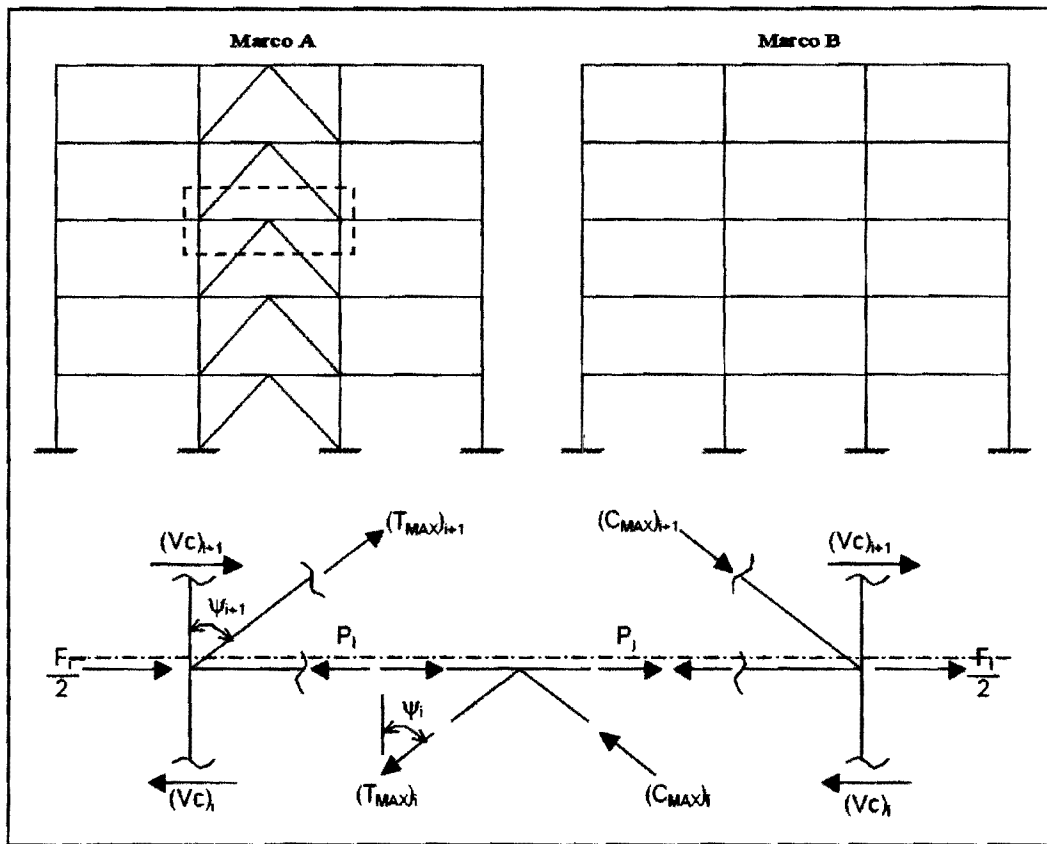


Figura 4.12 Axiales de diseño para vigas de soporte

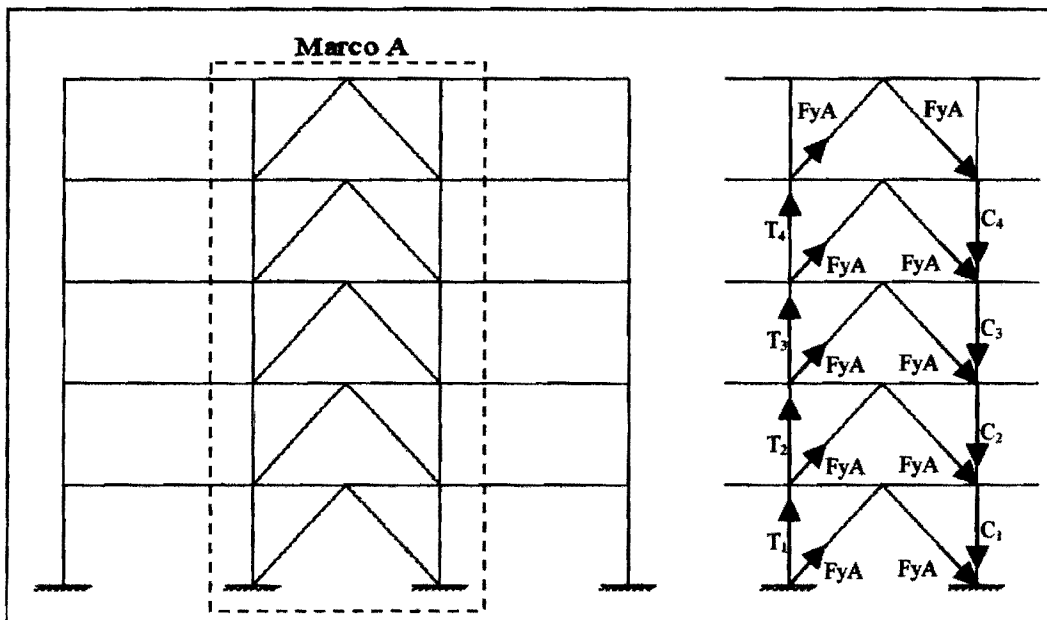


Figura 4.13 Axiales de diseño para columnas de soporte

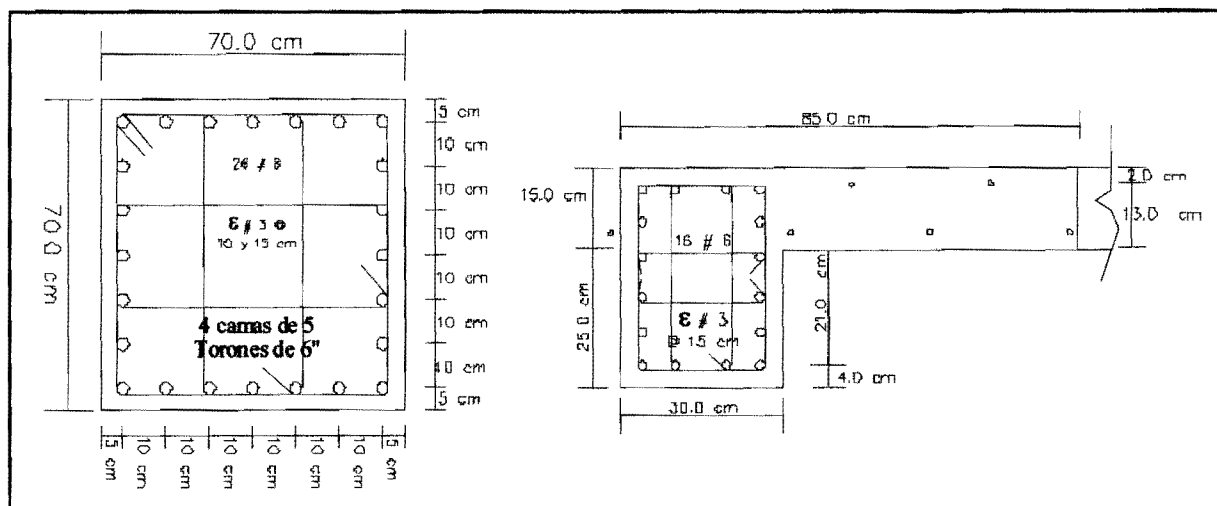
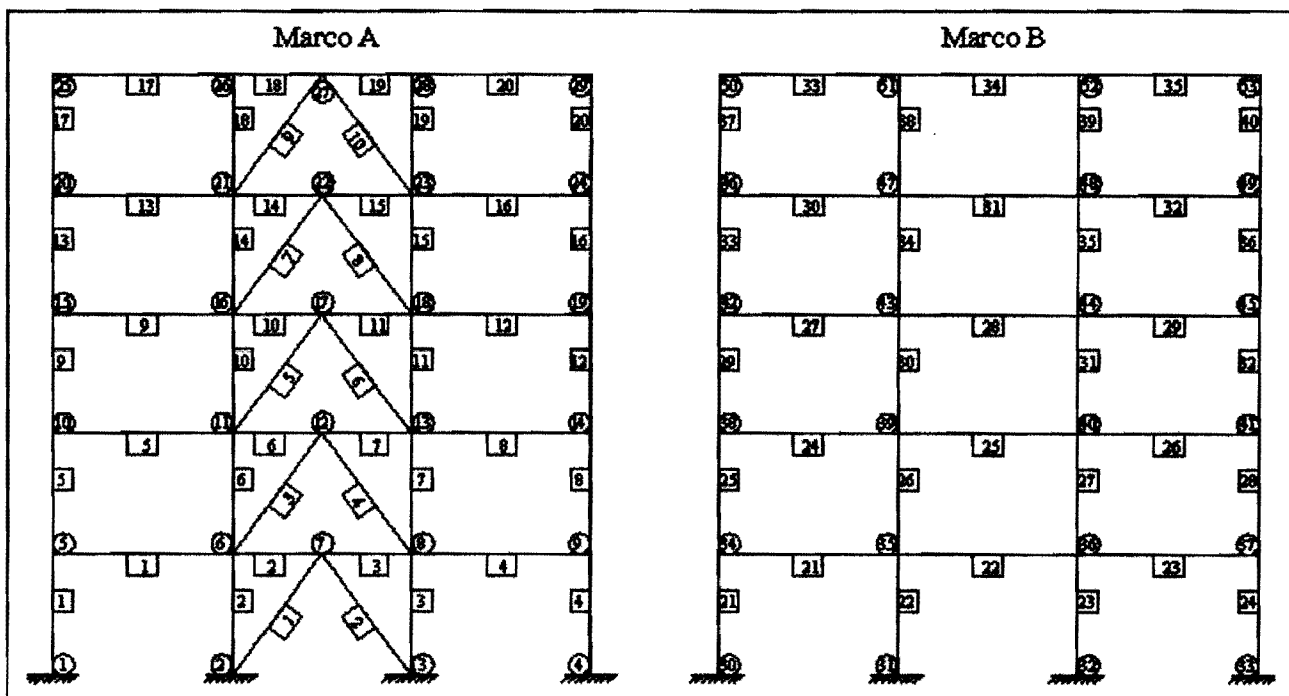


Figura 4.14 Sección transversal de columnas y vigas de soporte

4.5 Características mecánicas de edificio con sistema de contravento

Una vez concluido el diseño preliminar del sistema sismorresistente del edificio, se procedió a modificar su modelo de análisis no lineal para incluir los contravientos. La Figura 4.15 presenta el modelo de análisis del edificio completo.



La Figura 4.16 muestra las curvas cortante basal contra desplazamiento de azotea obtenidas para un patrón triangular de cargas y diferentes esfuerzos de fluencia de los contravientos. El trabajo conjunto de los sistemas gravitacional y sismorresistente resulta en un cortante basal cercano a 240 ton, que corresponde a 28% de su peso reactivo. Al respecto, hay una sobrerresistencia de 40% con respecto al cortante basal de diseño de 169 ton (sin factor de carga). El uso de aceros con esfuerzo de fluencia menor que 2530 kg/cm^2 proporciona una ductilidad global cercana a 4 para un desplazamiento de azotea de 11 cm. La Figura 4.17 presenta el patrón de plastificaciones en los contravientos; cabe resaltar que fue el mismo para los distintos esfuerzos de fluencia.

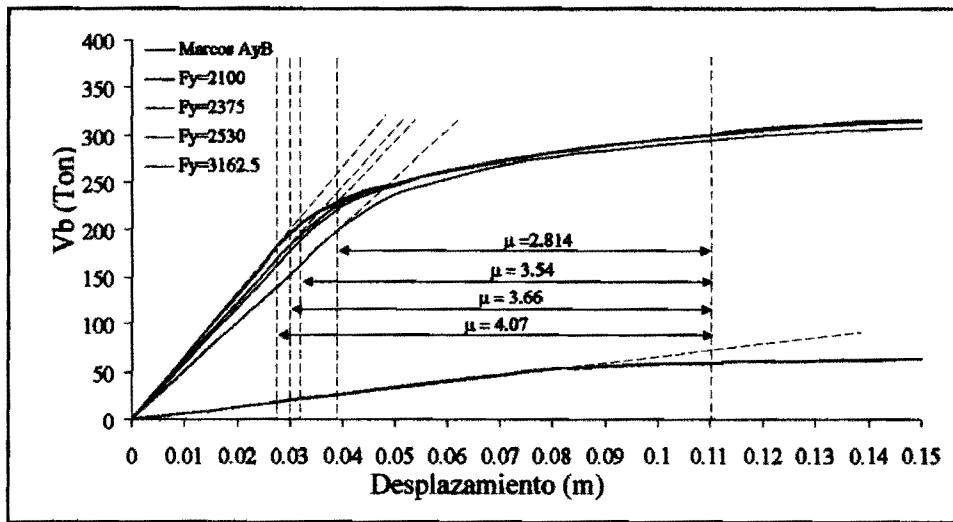


Figura 4.16 Curvas de desplazamiento de azotea contra cortante basal de edificio completo

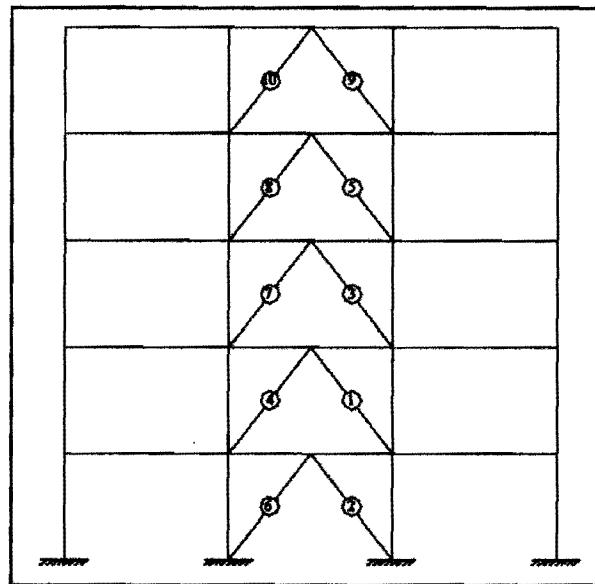


Figura 4.17 Secuencia de plastificaciones en el sistema de contravientos

Las Figuras 4.18 y 4.19 muestran la evolución del desplazamiento lateral y la distorsión para los diferentes niveles del edificio conforme se incrementa el desplazamiento lateral de azotea. En particular, se ilustran los resultados obtenidos del modelo del edificio contraventeado con puntales de acero con $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$. Cada paso marcado en las figuras implica un incremento de 1 cm en el desplazamiento de azotea. La deformación lateral de la estructura tiende a concentrarse en los pisos intermedios, particularmente en el nivel 2 y 3. Note que el edificio alcanza una distorsión máxima de 0.008 entre los pasos 10 y 12, de tal manera que se considera que el umbral máximo para el desplazamiento de azotea asociado al estado límite de seguridad debe ser 11 cm (Ver figura 4.16).

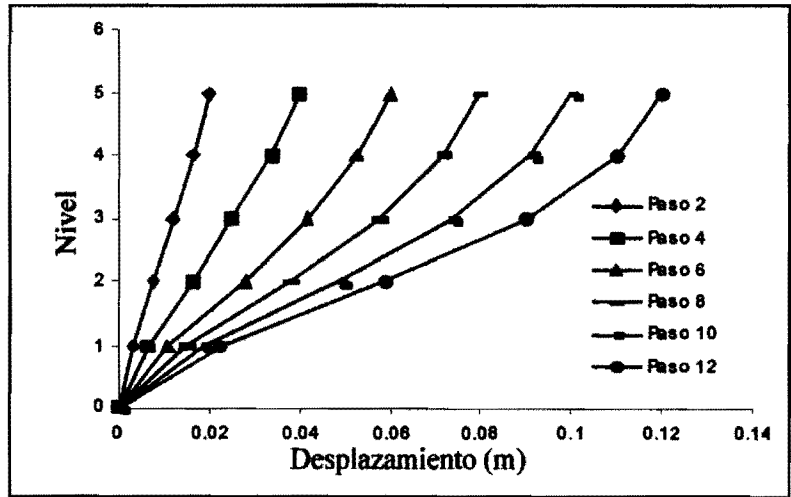


Figura 4.18 Desplazamientos de piso en función del desplazamiento de azotea, $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

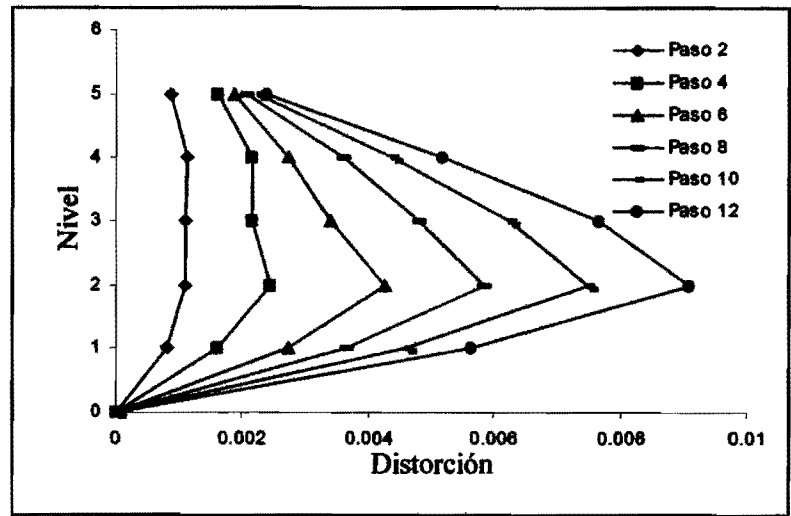


Figura 4.19 Distorsiones de entrepiso en función del desplazamiento de azotea, $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

4.6 Desempeño sísmico de edificio con sistema de contraventeo

En esta sección se presenta el desempeño sísmico de los modelos no lineales del edificio que corresponden a sistemas de contraventeo con esfuerzos de fluencia de 2375 kg/cm² y 2530 kg/cm². Para tal fin, estas dos versiones del edificio se sujetaron a los acelerogramas considerados en las Tablas 4.3 y 4.4. Las Tablas 4.6a y 4.6b resumen la demanda máxima de desplazamiento de azotea para cada registro, y reportan la media, desviación estándar y la media mas una desviación estándar del desplazamiento de azotea para cada estado límite bajo consideración. El modelo de análisis no lineal del edificio consideró un porcentaje de amortiguamiento crítico de 2% para el estado límite de servicio, y de 5% para el estado límite de seguridad. Se utilizó amortiguamiento viscoso a través de una matriz de amortiguamiento de Rayleigh, asignando el porcentaje de amortiguamiento crítico de interés a los dos primeros modos del edificio.

<i>Tabla 4.6a Servicio</i>		
Desplazamiento de azotea (m)		
Sismo	Fy=2375	Fy=2530
s31	0.0138666	0.0160897
s32	0.0171649	0.0180415
s43	0.0128561	0.0155818
s45	0.0194521	0.0199144
s46	0.0148947	0.0172808
s51	0.0131856	0.0121854
s59	0.00522393	0.00517582
s77	0.0104336	0.0118274
s79	0.0128097	0.013355
s89	0.0170487	0.017011
s90	0.0246383	0.025229
s119	0.010731	0.0109488
s125	0.0129887	0.0162412
s129	0.00744397	0.00717995
s131	0.0144174	0.0133572
s143	0.0099838	0.010526
s144	0.011457	0.0125601
Promedio	0.013446829	0.014265004
σ	0.004530556	0.00477366
Total	0.017977386	0.019038665

<i>Tabla 4.6b Seguridad</i>		
Desplazamiento de azotea (m)		
Sismo	Fy=2375	Fy=2530
mx01	0.0285072	0.0304372
mx03	0.023922	0.0259366
mx04	0.0227344	0.0253466
mx06	0.0366857	0.0385
mx07	0.0361293	0.0375589
mx08	0.0287991	0.0297257
Promedio	0.02946295	0.031250833
σ	0.005898102	0.005629053
Total	0.035361052	0.036879887

Las Figuras 4.20 y 4.21 contraponen los resultados resumidos en las Tablas 4.6 a las curvas desplazamiento de azotea contra cortante basal de las dos versiones del edificio bajo

consideración. Mientras que los círculos verdes representan las demandas máximas esperadas para el estado límite de servicio, los círculos rojos corresponden al estado límite de seguridad. Las líneas verticales discontinuas indican los umbrales de desplazamiento aceptables para ambos estados límite. Se observa que los contravientos no fluyen para el estado límite de servicio, y que las demandas de desplazamiento correspondientes al estado límite de seguridad son considerablemente menores al umbral de 11 cm considerado como aceptable. En la evaluación de los resultados mostrados, es importante hacer notar el nivel de sobrerresistencia de la estructura, caracterizado por un coeficiente sísmico esperado de 0.28 contra un coeficiente sísmico de diseño de 0.20 (sobrerresistencia de 1.4).

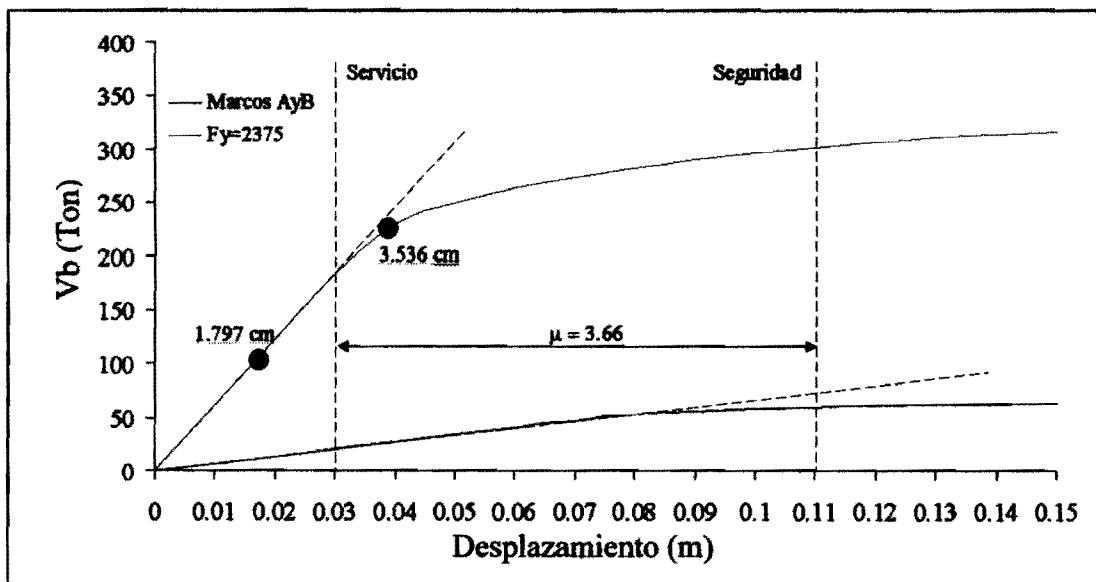


Figura 4.20 Desempeño esperado del edificio, $f_y = 2375 \text{ kg/cm}^2$

Finalmente, las Tablas 4.7a y 4.7b resumen la demanda máxima de distorsión para cada registro, y reportan la media, desviación estándar y la media mas una desviación estándar de la máxima distorsión de entrepiso para cada estado límite bajo consideración. Puede notarse a través de las máximas demandas de distorsión resumidas en las tablas que los edificios satisfacen de manera conservadora sus criterios de desempeño (umbrales de distorsión de 0.002 y 0.008 para los estados límite de servicio y seguridad, respectivamente).

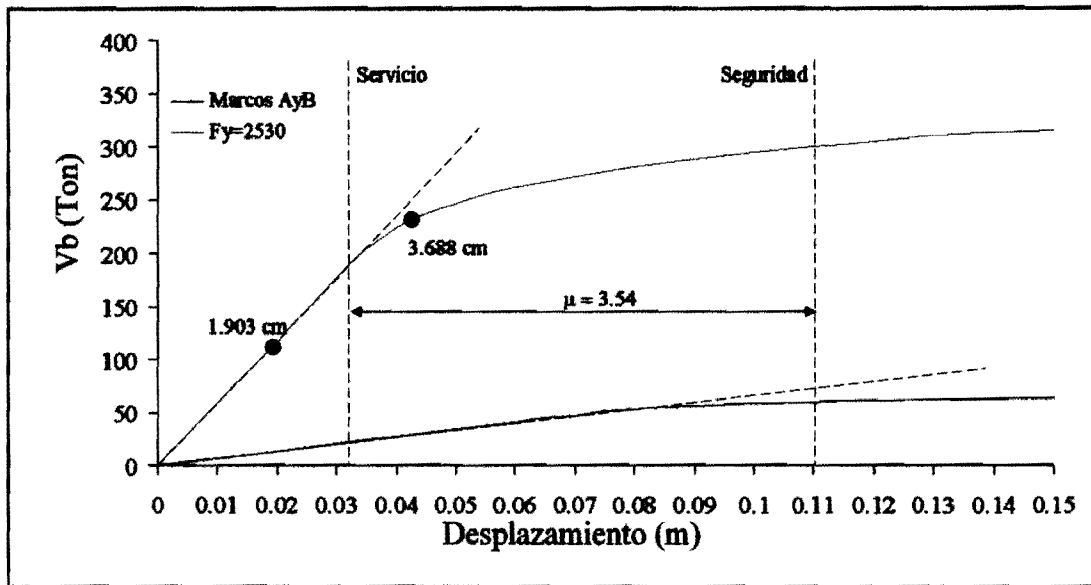


Figura 4.21 Desempeño esperado del edificio, $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

Tabla 4.7a Servicio		
Distorsión del entrepiso 2		
Sismo	Fy=2375	Fy=2530
s31	0.000805078	0.000945603
s32	0.001003278	0.001082965
s43	0.00073468	0.000897155
s45	0.001165328	0.00116499
s46	0.000864323	0.00100915
s51	0.00076377	0.000701805
s59	0.000296792	0.000295692
s77	0.000602418	0.000687703
s79	0.000739628	0.000787018
s89	0.000995325	0.001011625
s90	0.00143742	0.001483953
s119	0.000667465	0.00069121
s125	0.000768433	0.000968623
s129	0.000425323	0.00041614
s131	0.000837395	0.000781198
s143	0.000580748	0.000609915
s144	0.00067089	0.00074232
Promedio	0.000785782	0.000839827
σ	0.000267691	0.000282562
Total	0.001053473	0.001122389

Tabla 4.7b Seguridad		
Distorsión del entrepiso 2		
Sismo	Fy=2375	Fy=2530
mx01	0.00169207	0.001821463
mx03	0.001457205	0.001539663
mx04	0.001407803	0.001548295
mx06	0.002377118	0.002512313
mx07	0.00233627	0.002431205
mx08	0.00177392	0.001841028
Promedio	0.001840731	0.001948994
σ	0.000422931	0.00042565
Total	0.002263662	0.002374644

4.7 Consideración de la sobrerresistencia en el ejemplo ilustrativo.

La Figura 4.22 muestra una idealización bilineal (línea punteada) del trabajo conjunto de los sistemas gravitacional y sismorresistente. Puede verse que el cortante basal de fluencia del sistema conjunto esta cercano a 240 ton, lo que implica una sobrerresistencia del orden del 40% con respecto al cortante basal de diseño (169 ton). Para reducir el nivel de conservadurismo asociado al diseño de resistencia del edificio, pueden reducirse las áreas de los contravientos requeridas por resistencia por un factor de sobrerresistencia.

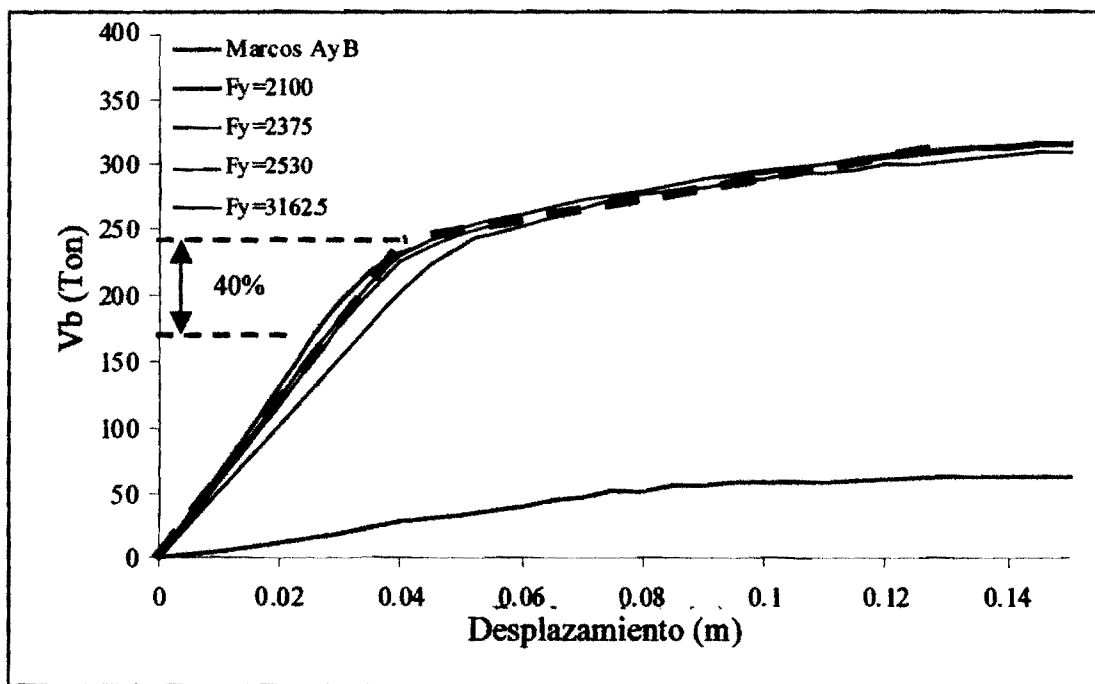


Figura 4.22 Cortante basal promedio

A continuación se presenta una nueva versión del sistema de contravientos obtenida al reducir el área original de los contravientos (Tabla 4.5) por un factor de sobrerresistencia de 1.25. La Tabla 4.8 resume las nuevas áreas de contravientos. Note que en la determinación del área requerida para un esfuerzo de fluencia de 3162.5 kg/cm^2 rige el diseño por rigidez.

Tabla 4.8 Diseño de contravientos considerando sobrerresistencia				
Diseño	f_y (kg/cm ²)			
	3162.5	2530	2375	2100
A_1 (cm ²)	42.00	49.60	52.80	59.20
A_2 (cm ²)	30.00	35.20	37.60	41.60
V_{br} (kg)	148960	150800	151040	149200
T (seg)	0.65168	0.61632	0.60337	0.58103

Después de rediseñar el sistema de contravientos para considerar la sobrerresistencia, se procedió a formular modelos de análisis no lineal para las nuevas versiones del edificio contraventeado. La Figura 4.23 muestra las curvas cortante basal contra desplazamiento de azotea obtenidas para un patrón triangular de cargas y los diferentes esfuerzos de fluencia. El patrón de fluencias que se forma en el sistema de contravientos para el nuevo sistema es igual al que se describe en la Figura 4.17.

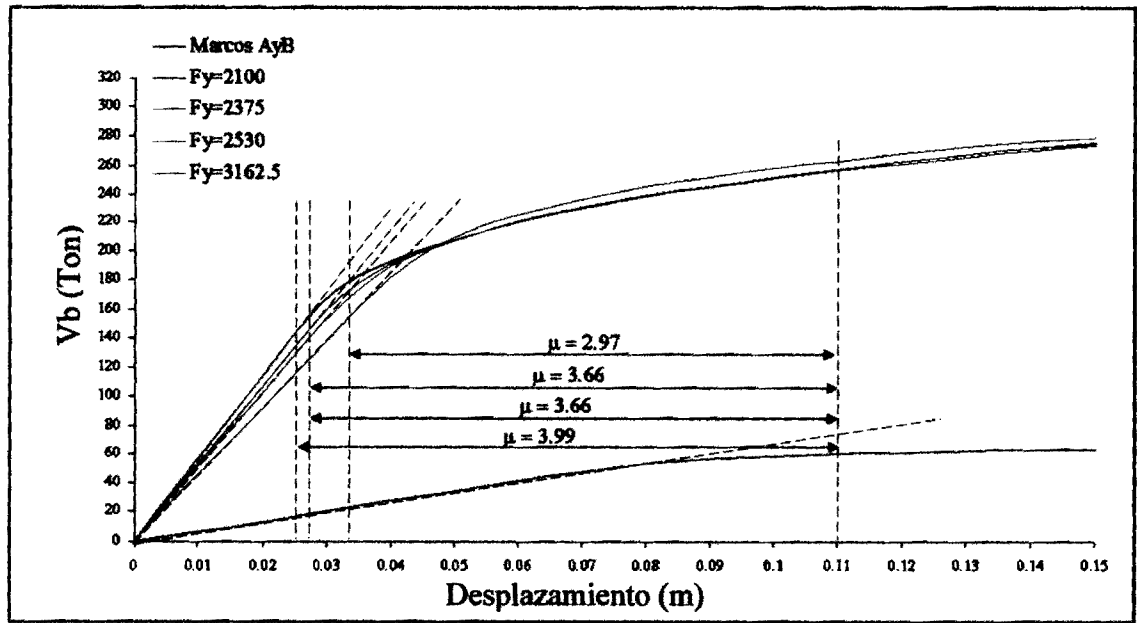


Figura 4.23 Curvas de desplazamiento de azotea contra cortante basal del sistema completo

La Figura 4.24 muestra una idealización bilineal del trabajo conjunto de los sistemas gravitacional y sismorresistente para los diferentes aceros utilizados. En todo caso, el cortante

basal esta cercano a las 200 ton, lo que implica una sobrerresistencia del orden de 20% en relación con el cortante basal de diseño.

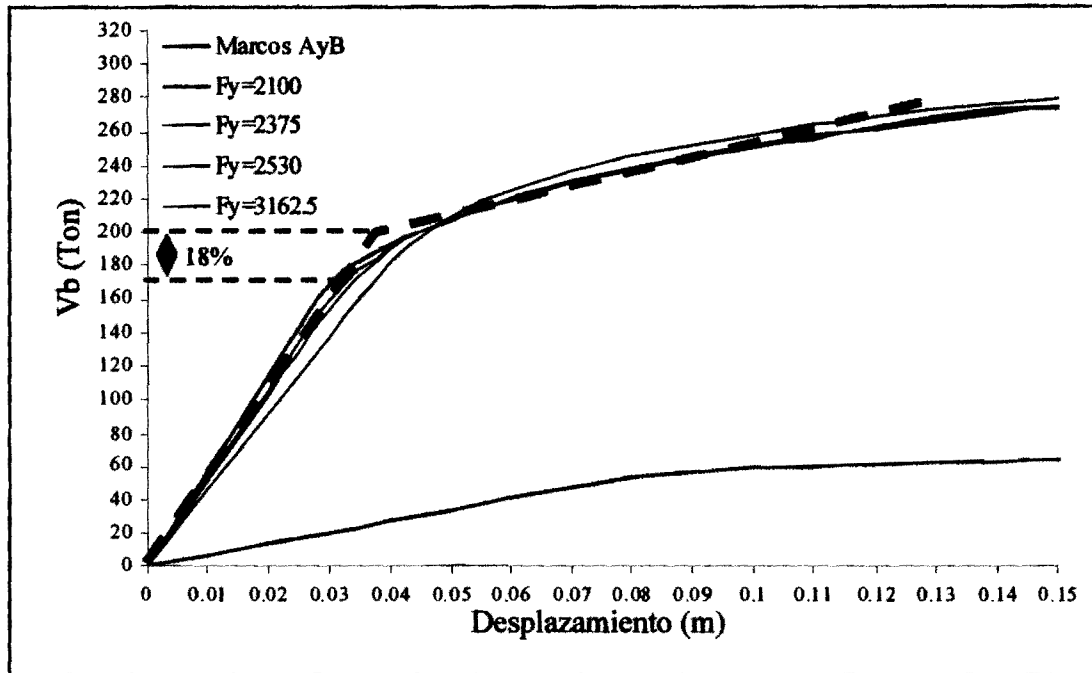


Figura 4.24 Cortante basal promedio, reducido por un factor de resistencia

Las Figuras 4.25 y 4.26 muestran la evolución del desplazamiento lateral y la distorsión para los diferentes niveles del edificio conforme se incrementa el desplazamiento lateral de azotea para el diseño que considera sobrerresistencia. Particularmente, se ilustran los resultados obtenidos del modelo del edificio contraventado con puntales de acero con $f_y = 2375 \text{ kg/cm}^2$. Cada paso marcado en las figuras implica un incremento de 1 cm en el desplazamiento de azotea. La deformación lateral de la estructura tiende a concentrarse en los pisos intermedios, particularmente en los niveles 2 y 3. El edificio alcanza una distorsión máxima de 0.008 entre los pasos 10 y 12, de tal manera que se considera que el umbral máximo para el desplazamiento de azotea asociado al estado límite de seguridad debe ser 11 cm (Ver figura 4.23).

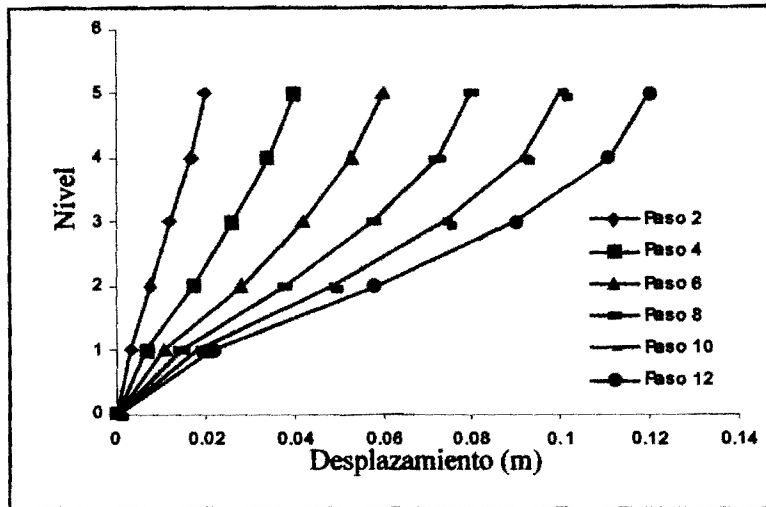


Figura 4.25 Desplazamientos de piso en función del desplazamiento de azotea, $f_y = 2375 \text{ kg/cm}^2$

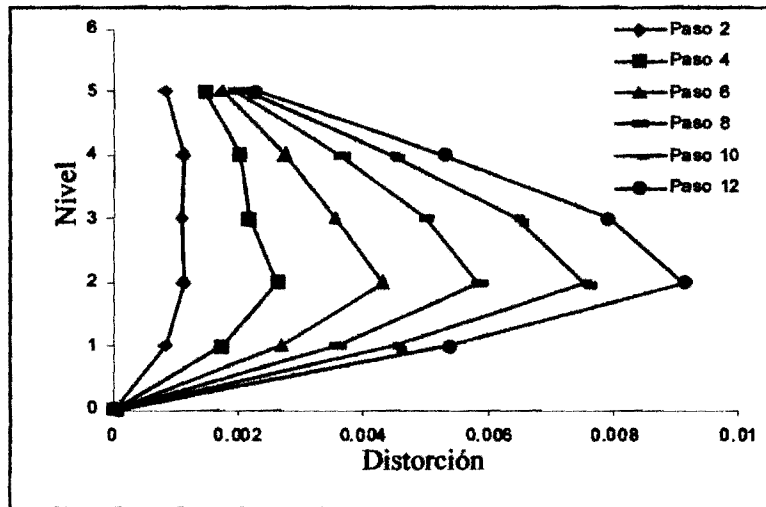


Figura 4.26 distorsiones de entrepiso en función del desplazamiento de azotea, $f_y = 2375 \text{ kg/cm}^2$

A continuación se presenta el desempeño sísmico de los modelos no lineales del edificio que corresponden a sistemas de contraventeo con esfuerzos de fluencia de 2375 kg/cm^2 y 2530 kg/cm^2 . Para tal fin, estas dos versiones del edificio se sujetaron a los acelerogramas considerados en las Tablas 4.3 y 4.4. Las Tablas 4.9a y 4.9b resumen la demanda máxima de desplazamiento de azotea para cada registro, y reportan la media, desviación estándar y la media mas una desviación estándar del desplazamiento de azotea para cada estado límite bajo consideración. El modelo de análisis no lineal del edificio considero un porcentaje de amortiguamiento crítico de 2% para el estado límite de servicio, y de 5% para el estado límite de

seguridad. Se utilizó amortiguamiento viscoso a través de una matriz de amortiguamiento de Rayleigh, asignando el porcentaje de amortiguamiento crítico de interés a los dos primeros modos del edificio.

<i>Tabla 4.9a Servicio</i>		
Desplazamiento de azotea (m)		
Sismo	Fy = 2375	Fy = 2530
s31	0.0239754	0.0251201
s32	0.0258291	0.0306352
s43	0.0215564	0.0218919
s45	0.0162919	0.0190432
s46	0.0191996	0.0209256
s51	0.0137809	0.0156554
s59	0.00618255	0.00699488
s77	0.0146879	0.0138181
s79	0.0157103	0.0181465
s89	0.0179777	0.0209841
s90	0.0239007	0.0302793
s119	0.0239007	0.0148201
s125	0.0204059	0.0220979
s129	0.00868612	0.00892297
s131	0.0171253	0.0142909
s143	0.0114252	0.0120159
s144	0.0139926	0.0134289
Promedio	0.017331075	0.018180644
σ	0.005602955	0.006699571
Total	0.02293403	0.024880216

<i>Tabla 4.9a Seguridad</i>		
Desplazamiento de azotea (m)		
Sismo	Fy = 2375	Fy = 2530
mx01	0.0388748	0.0435647
mx03	0.0287283	0.0312436
mx04	0.0350419	0.0379524
mx06	0.036982	0.0387942
mx07	0.0441409	0.0490479
mx08	0.0315313	0.0331297
Promedio	0.0358832	0.038955417
σ	0.005462345	0.006596163
Total	0.041345545	0.04555158

Las Figuras 4.27 y 4.28 contraponen los resultados resumidos en las Tablas 4.9 a las curvas desplazamiento de azotea contra cortante basal de las dos versiones del edificio bajo consideración. Mientras que los círculos verdes representan las demandas máximas esperadas para el estado límite de servicio, los círculos rojos corresponden al estado límite de seguridad. Las líneas verticales discontinuas indican los umbrales de desplazamiento aceptables para ambos estados límite. Se observa que los contravientos no fluyen para el estado límite de servicio, y que las demandas de desplazamiento correspondientes al estado límite de seguridad son considerablemente menores al umbral de 11 cm considerado como aceptable. En la evaluación de los resultados mostrados, es importante hacer notar el nivel de sobrerresistencia de la estructura, caracterizado por un coeficiente sísmico esperado de 0.23 contra un coeficiente sísmico de diseño de 0.20 (sobrerresistencia de 1.18).

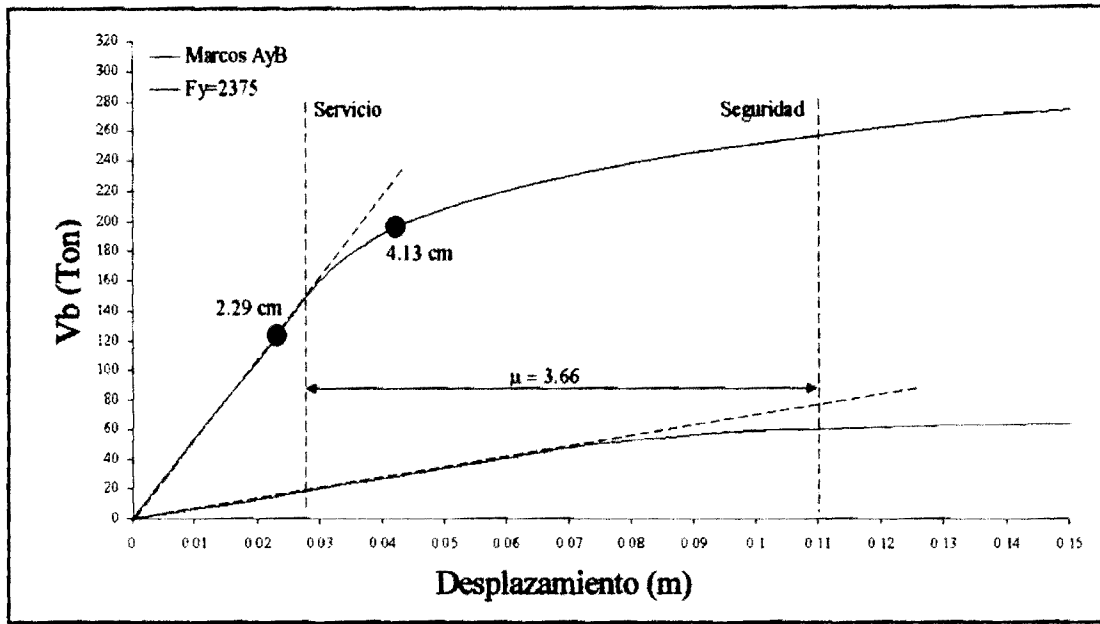


Figura 4.27 Desempeño esperado del edificio, $f_y = 2375 \text{ kg/cm}^2$

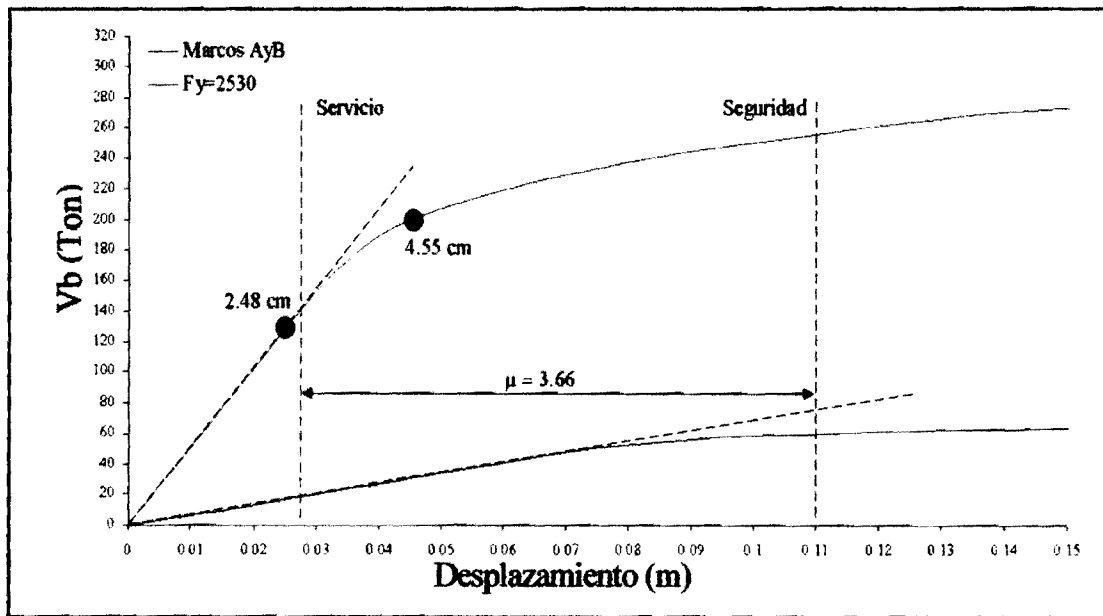


Figura 4.28 Desempeño esperado del edificio, $f_y = 2375 \text{ kg/cm}^2$

Finalmente, las Tablas 4.10a y 4.10b resumen la demanda máxima de distorsión para cada registro, y reportan la media, desviación estándar y la media mas una desviación estándar de la máxima distorsión de entrepiso para cada estado límite bajo consideración. Puede notarse a través de las máximas demandas de distorsión resumidas en las tablas que los edificios satisfacen de

manera conservadora sus criterios de desempeño (umbrales de distorsión de 0.002 y 0.008 para los estados límite de servicio y seguridad, respectivamente).

<i>Tabla 4.10a Servicio</i>		
Distorsión del nivel 2		
Sismo	Fy=2375	Fy=2530
s31	0.001477405	0.001557983
s32	0.001563315	0.001855755
s43	1.34E-03	0.001375558
s45	0.00097221	0.001145145
s46	0.001140095	0.00125452
s51	0.00080804	0.000933275
s59	0.00036258	0.000413423
s77	0.00086996	0.000825355
s79	0.000956233	0.001083248
s89	0.001070255	0.001265943
s90	0.001421463	0.001815463
s119	0.001421463	0.000911395
s125	0.00123158	0.00140213
s129	0.000516065	0.000530925
s131	0.001020128	0.000903605
s143	0.000675405	0.000717618
s144	0.00088939	0.000843098
Promedio	0.001043559	0.001107908
σ	0.000342815	0.000410602
Total	0.001386374	0.00151851

<i>Tabla 4.10a Seguridad</i>		
Distorsión del nivel 2		
Sismo	Fy=2375	Fy=2530
mx01	0.00290381	0.0032638
mx03	0.001867605	0.002082613
mx04	0.002502323	0.002784135
mx06	0.002615443	0.002737958
mx07	0.00368585	0.0041736
mx08	0.00211414	0.002208518
Promedio	0.002614862	0.002875104
σ	0.00064067	0.000766373
Total	0.003255531	0.003641477

5. CONCLUSIONES.

5.1 Acero óptimo.

Las pruebas experimentales (hechas en otros países) de contravientos desadheridos han demostrado su gran estabilidad ante carga axial. Esto queda plenamente reflejado en los lazos de histéresis de los especímenes probados. Lo anterior puede considerarse de gran importancia en la absorción de la demanda de energía que algunas estructuras pueden exhibir durante un evento sísmico.

Los resultados presentados en esta tesis indican que el acero óptimo para la fabricación de contravientos desadheridos en México debe tener un esfuerzo de fluencia que se encuentre entre los valores de 2000 y 2530 Kg/cm². Estos valores corresponden a un esfuerzo de fluencia real (la sobrerresistencia ya esta incluida).

Este trabajo contempla aceros producidos en México con esfuerzos de fluencia de 1900 a 2530 kg/cm² (sin considerar sobrerresistencia). Estos aceros son totalmente comerciales, lo que implica que su uso para fabricar contravientos desadheridos daría lugar a costos muy razonables de fabricación.

5.2 Recomendaciones de diseño.

El área de contravientos requerida por rigidez lateral debe determinarse en función del periodo fundamental de diseño requerido por la estructura para controlar el nivel de daño no estructural.

El área de contravientos requerida por resistencia debe ser tal que impida la fluencia del sistema de contravientos durante la excitación sísmica de servicio, y que de lugar a una disipación de energía adecuada durante la excitación sísmica de seguridad.

Tomando en cuenta que ante la acción de cargas dinámicas la estructura sismo resistente debe disipar energía a través del sistema de contravientos, la distribución y ubicación de los

contravientos es de vital importancia para la seguridad estructural de la estructura. En el ejemplo ilustrativo de la metodología presentada en esta tesis se eligió colocar el sistema de contraviento en las crujeas centrales de los marcos exteriores, concentrando el área de acero para cada entrepiso en una sola crujía. El problema con este tipo de arreglo y/o distribución del área requerida de contravientos en cada entrepiso es que existe muy poca redundancia, principalmente por la poca cantidad de plastificaciones requeridas para formar el mecanismo de colapso en el sistema de contraviento. Un mejor arreglo sería distribuir las áreas calculadas para cada entrepiso en más crujeas; para el edificio bajo consideración, es conveniente distribuir el área en varias crujeas exteriores, tal como lo presenta la Figura 5.1.

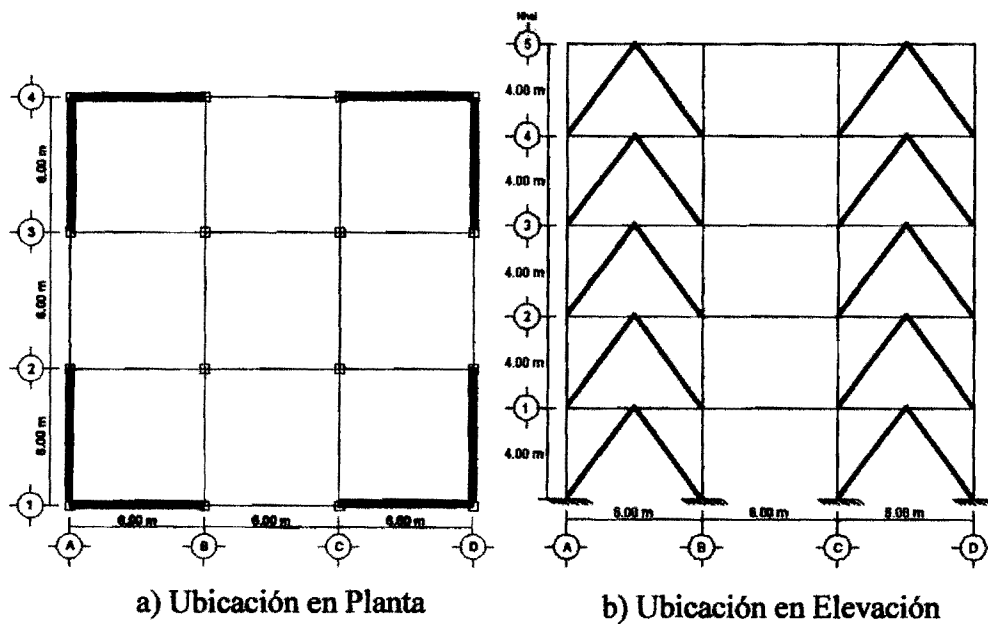


Figura 5.1 Ubicación del sistema de contravientos para obtener una mejor redundancia.

5.3 Desempeño estructural.

Debe verificarse que el sistema de disipación de energía (contravientos desadheridos) permanezca elástico (sin daño) para el estado límite de servicio, mientras que sea capaz de concentrar la disipación de energía de la estructura para el estado límite de seguridad. Además debe verificarse que el sistema diseñado para resistir cargas gravitacionales permanezca en condiciones de operación inmediata, tanto para el estado límite de servicio como para el de seguridad.

5.4 Investigaciones futuras.

A continuación se presentan algunos puntos considerados como importantes para investigaciones futuras concernientes al uso de contravientos desadheridos en México:

Conexiones.- Tema de gran importancia no solo para este trabajo, sino en general para edificios de acero. Para el caso de contravientos desadheridos, es importante estudiar el efecto de la concentración de esfuerzos en la zona del nodo, y del detallado requerido para que el sistema de contravientos acomode de manera estable dichos esfuerzos. Es importante promover que los contravientos trabajen únicamente de forma axial, por lo que la concepción de una conexión adecuada (como por ejemplo utilizar pernos en los nodos) originará que el comportamiento físico del contraviento se apegue al analítico.

Aplicación a edificios de mayor altura.- En este trabajo se despreciaron los efectos de deformación por flexión global del sistema de contravientos, ya que dichos efectos suelen ser despreciables en edificios de poca altura. Estos efectos son significativos en la respuesta sísmica de edificios altos y esbeltos.

Pruebas experimentales en México.- A partir de los resultados que se pudieran obtener en los puntos anteriores de estas conclusiones, sería importante plantear una etapa experimental para comprobar el buen comportamiento del dispositivo a nivel local. A partir del acero que se define en este trabajo como óptimo, pueden definirse las características mecánicas de los materiales confinante y desadherente.

Proceso constructivo.- Es deseable que el proceso constructivo de un sistema de contravientos desadheridos permita la fácil colocación y sustitución de los contravientos.

Costos.- Los marcos gravitacionales resultan muy ligeros con respecto a una edificación similar diseñada para resistir simultáneamente cargas verticales y sísmicas. No solo eso, sino que los tamaños de vigas y columnas de los marcos gravitacionales, así como su detallado mínimo, es

Conclusiones

uniforme a través de todo el edificio. Esto implica grandes ahorros en cuanto a costos de materiales y construcción. La cantidad de acero concentrada en los contravientos quizá no originen un importante ahorro de este material, pero la ventaja redunda en que el daño que este pudiera presentar se repara sustituyendo el dispositivo. Una desventaja económica del edificio con un sistema de contravientos desadheridos pudiera ser la necesidad de usar detallados especiales, tal como el caso de la utilización de preesfuerzo en las columnas que soportan los contravientos, y/o la estructuración de la cimentación.

REFERENCIAS

Badillo Almaraz H. (2000), "*Criterio de diseño sísmico por desempeño para reforzar edificios con disipadores de energía*", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

Black, C. y Makris, N. (2002), "*Component Testing, stability analysis and characterization of buckling-restrained unbounded braces TM*" Final report to Nippon Steel corporation, Tokyo, Japan.

Bojórquez, E. y Ruiz S.E. (2004), "*Strength reduction factors for the valley of Mexico taking into account low cycle fatigue effects*", 13° World Conference on Earthquake Engineering (CD), Paper 516, Vancouver, Canada.

Chopra, Anil K. (2001), "*Dynamics of Structures*" Second edition, Prentice Hall, New Jersey USA.

Consejo Consultivo Sobre Sismos (2006), "*GRAN VISIÓN, Protegiendo a la Sociedad Contra los Efectos Devastadores de los Sismos: Medidas para la Mitigación de Desastres por Sismo en México*", en proceso de escritura.

FEMA 450 (2003), "*Nehrp recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures*", Building seismic safety council.

Huerta Garnica, B. y Reinoso Angulo, E. (2002), "*Espectros de energía de movimientos fuertes registrados en México*", Revista de Ingeniería Sísmica, 66, 45-72.

Larry A., Fahnestock, Richard S., James M. Ricles and Le-Wu Lu (2003) "*Ductility demands on buckling-restrained braced frames under earthquake loading*", Department of Civil and Environmental Engineering, ATLSS Center, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania, USA.

López W. y Sabelli R. (2004), "*Seismic Design of buckling-restrained braced frames*" Structural steel educational council technical information & product service.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (2004) "*Gaceta Oficial del Distrito Federal*.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (2004) "*Gaceta Oficial del Distrito Federal*"

Pantazopoulou S. J. y C W. French (2001), "*Slab participation in practical earthquake design of reinforced concrete frames*", ACI Structural Journal, 98 (4), 479-489.

REFERENCIAS (Continuación).

Rodriguez M.E. y Aristizabal, J.C. (1999), "*Evaluation of a seismic damage parameter*", Earthquake Engineering and Structural Dynamics 28, 463-477.

Simón Velázquez R. (2005), "*Predimensionamiento de marcos regulares de concreto reforzado en base a desempeño sísmico*", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

Terán Gilmore, A. (1996), "*Performance-based earthquake-resistant design of framed buildings using energy concepts*", Tesis Doctoral, Universidad de California en Berkeley.

Terán Gilmore, A. (1998), "*Características mecánicas y desempeño sísmico de marcos dúctiles de concreto reforzado*", Memorias XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, 1, 564-573.

Terán Gilmore A. (2004), "*On the Use of Spectra to Establish Damage Control in Regular Frames during Global Predesign*", *Earthquake Spectra*, 20 (3), 1-26.

Terán Gilmore A. (2005), "*Consideraciones para establecer la resistencia lateral de diseño de estructuras ubicadas en la Zona del Lago del D.F.*", XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica (CD), Artículo VI-02, México.

Terán G. A. y Bahena A. N (2004), "*Factores de reducción de resistencia para espectros de ductilidad acumulada constante*", XIII Congreso de Ingeniería Estructural", Acapulco Guerrero, México.

Terán G. A. y Sánchez B. A. (2005) "*Diseño por desempeño de marcos de concreto reforzados ubicados en la zona del lago del distrito federal*" XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México D. F.

Uang, C. y Nakashima M., (2003), "*Steel buckling-restrained braced frames*" Earthquake engineering: Recent advances and applications.