



Universidad Autónoma Metropolitana
Unidad Azcapotzalco

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

DISEÑO PRELIMINAR BASADO EN
DESPLAZAMIENTOS DE MARCOS CON
AMORTIGUADORES VISCOSOS BAJO
LA CONDICION EXPLICITA DE LA
COMPONENTE GLOBAL DE FLEXION.

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL
P R E S E N T A

EDGAR OMAR CUADROS HIPOLITO

DIRECTOR DE TESIS: **DR. AMADOR TERÁN GILMORE**

MÉXICO, D. F.

JUNIO DE 2013.



INDICE

RESUMEN.....	3
1.-INTRODUCCION.....	5
1.1.-Sistema pasivo de disipación de energía.....	5
1.2.-Disipadores metálicos.....	8
1.3.-Disipadores de Fricción.....	9
1.4.-Disipadores visco-elásticos.....	11
1.5.-Disipadores viscosos.....	11
1.6.-Propiedades mecánicas de los amortiguadores de fluidos viscosos.....	12
1.7.-Contribucion de la Tesis.....	15
2.-ANALISIS DINAMICO DE SISTEMAS SIMPLES.....	16
2.1.-Modelo de Coeto para el Sistema Estructural Integrado.....	16
2.2.- Modelo de Coeto para el Sistema de Contravientos.....	18
2.3.- Uso del Modelo de Coeto en Sistemas con Diagonales Visco-elásticos.....	21
3.-COMPONENTE GLOBAL A FLEXION.....	35

4.-METODOLOGIA BASADA EN DESPLAZAMIENTOS.....	41
4.1.-Enfoque de diseño.....	42
4.2.- Metodología de Pre-diseño por Desempeño.....	42
5.-ELABORACION DE EJEMPLO.....	53
5.1.-Descripcion general del edificio por diseñar.....	53
5.2.-Cargas Gravitacionales.....	55
5.3.-Diseño del Sistema Estructural.....	55
6.-CONCLUSIONES Y FUTUROS TRABAJOS.....	70
APENDICE A.....	72
BIBLIOGRAFIA.....	78

RESUMEN

Esta tesis propone una metodología para la concepción y el diseño preliminar de edificios estructurados con base en marcos rígidos y amortiguadores viscosos donde los efectos globales a flexión no pueden ser despreciados. Se considera un sistema estructural conformado por marcos rígidos que soportan la totalidad de las cargas gravitacionales y aportan la rigidez lateral del edificio, y una serie de dispositivos viscosos que incrementan la capacidad de disipación pasiva del sistema estructural. El control de daño en los sistemas estructural y no estructural se plantea explícitamente a través del control de los desplazamientos laterales globales de corte y flexión. Se considera explícitamente el nivel de desempeño de ocupación inmediata para movimientos sísmicos de alta intensidad.

La aplicación de la metodología se ilustra para un edificio de acero de veinticuatro pisos desplantado en la zona del lago del Distrito Federal. A partir de los resultados arrojados por una serie de análisis no lineales se concluye que la metodología da lugar a un nivel de diseño sísmico adecuado.

El material contenido en esta tesis se organiza en seis capítulos conforme a lo siguiente:

- El **Capítulo 1** presenta un panorama de la evolución de la labor del ingeniero estructural dentro de las sociedades modernas, y describe los diferentes tipos de sistemas pasivos de disipación de energía. Con base en esto, se discuten las razones por las que se considera atractivo utilizar sistemas disipadores de energía para el control de la respuesta sísmica en edificaciones donde los efectos globales a flexión no pueden ser despreciados, ubicadas en la Zona del Lago del Distrito Federal.
- El **Capítulo 2** presenta un modelo simple para estimar los desplazamientos laterales de edificios donde los efectos globales a flexión no pueden ser despreciados, cuyo comportamiento este influenciado de manera importante por sus componentes globales de deformación a corte y flexión. Se ilustra su uso mediante la estimación del desplazamiento de azotea de un edificio de varios niveles donde los efectos globales a flexión no pueden ser despreciados.
- El **Capítulo 3** estudia el efecto del amortiguamiento en las demandas de deformación lateral de un sistema con diagonales visco-elásticas. En función de eso plantea un modelo para el diseño preliminar basado en desplazamientos de un sistema de diagonales viscosas.
- El **Capítulo 4** plantea una metodología basada en desplazamientos para la concepción y el diseño preliminar de los elementos estructurales que conforman un edificio estructurado con marcos rígidos y disipadores viscosos de energía donde los efectos globales a flexión no pueden ser despreciados.

Se considera que el sistema estructural debe hacer posible la ocupación inmediata del edificio después de la ocurrencia del sismo de diseño.

- El **Capítulo 5**, presenta un ejemplo de uso de la metodología. En particular, se presenta un edificio de veinticuatro pisos al cual se aplica la metodología para dimensionar sus vigas y columnas de acero, y se caracterizan con fines de diseño las propiedades de los disipadores viscosos. A continuación se establece el desempeño sísmico del edificio, y se evalúa la efectividad del sistema de disipación pasiva de energía para controlar la respuesta global y local de la estructura de acuerdo a los objetivos de diseño.
- Finalmente, el **Capítulo 6** presenta las conclusiones de este trabajo. Se enfatiza que la aplicación de la metodología propuesta ha dado lugar a una estructura eficiente y capaz de controlar su respuesta de acuerdo a sus objetivos de diseño.

1. INTRODUCCION

Conforme pasa el tiempo, se complica cada vez más el papel que los ingenieros estructurales deben desarrollar como parte de las sociedades humanas. Para entender esto, es necesario reconocer que el funcionamiento de las estructuras modernas debe ir más allá del no-colapso durante acontecimientos sísmicos severos. Cada edificio que se construye actualmente debe satisfacer múltiples necesidades socio-económicas complejas; esto implica que el daño a los elementos estructurales y los elementos no estructurales, así como a sus contenidos, debe ser controlado cuidadosamente. (Recoder 2011).

La filosofía convencional para el diseño sísmico implica que las estructuras acomoden los efectos de las cargas laterales de viento y de sismos de baja intensidad en su rango elástico de comportamiento. En caso de eventos sísmicos severos, se permite que los sistemas estructural y no estructural exhiban daños de consideración siempre y cuando esto no ponga en riesgo la estabilidad de la estructura. Lo anterior suele implicar que se desarrollen articulaciones plásticas en los elementos estructurales para aportar al sistema estructural una capacidad de disipación de energía suficiente para retirar la energía de movimiento que le introduce el movimiento del terreno.

Dentro del contexto tradicional de sismorresistencia, las estructuras deben exhibir altos niveles de resistencia y rigidez lateral para controlar su deformación lateral, y por tanto su nivel de daño por sismo, durante la ocurrencia de la excitación sísmica. Como alternativa, se han desarrollado una serie de sistemas innovadores cuya función es controlar la amplitud de las vibraciones laterales del edificio con una eficiencia sin precedente, lo que permite reducir de manera importante la cantidad de material estructural que se invierte en el sistema estructural.

1.1 SISTEMA PASIVO DE DISIPACION DE ENERGIA

Una manera en que una estructura puede controlar su desplazamiento lateral, y por tanto el nivel de daño por sismo en los sistemas estructural y no estructural, es a partir de disipar un alto porcentaje de la energía de movimiento que le introduce el movimiento del terreno.

Las ideas y conceptos que se desarrollan en este trabajo se dan alrededor de un tipo de dispositivos para la disipación pasiva de energía, los cuales se conocen como amortiguadores viscosos. Aunque más adelante se discutirá en detalle las características de estos dispositivos, sus efectos sobre la respuesta sísmica de las estructuras sismorresistentes puede ilustrarse a través de conceptos energéticos.

La respuesta de una estructura a un movimiento sísmico puede describirse a través una ecuación que plantee el balance de la energía que entra y sale del sistema estructural (Uang y Bertero 1988):

$$E_I = E_k + E_s + E_h + E_d \quad (1.1)$$

Donde:

E_I es la energía de entrada, que corresponde a aquella que el movimiento del terreno introduce al sistema estructural, y que en términos absolutos queda planteada en términos del trabajo hecho por la fuerza cortante basal a través de los desplazamientos que sufre la cimentación (contiene los efectos de las fuerzas inerciales).

E_K es la energía cinética.

E_S es la energía de deformación elástica almacenada en los elementos estructurales.

E_h es la energía disipada a través de los ciclos histeréticos descritos por el sistema estructural (no recuperable).

E_d es la energía disipada por mecanismos de amortiguamiento viscoso.

Note que el valor de E_d puede llegar a incrementarse de manera sustancial a través de añadir dispositivos especiales.

Una manera de reducir el impacto del sismo en términos de daño al sistema estructural consiste en incrementar su capacidad para disipar E_d . De esta manera, se reducen los requerimientos de energía histerética y por tanto, el nivel de daño estructural en las diferentes componentes del sistema estructural.

Si bien este enfoque resulta una alternativa atractiva para estructuras con ocupación estándar, resulta fundamental para el diseño de edificaciones de mediana y gran altura que puedan clasificarse como esenciales o importantes (hospitales, estaciones de policía, centros comunitarios, puentes, etc.). Dentro de este contexto, el criterio de desempeño de ocupación inmediata requiere de un control de daño eficiente en los sistemas estructural y no estructural del edificio ante la ocurrencia de un sismo severo.

Al inicio del movimiento sísmico, la estructura almacena un alto porcentaje de la energía de entrada a través de su deformación elástica y movimiento (energía cinética) y disipa el resto a partir de su amortiguamiento.

Conforme aumenta la intensidad de la excitación sísmica, el porcentaje de energía disipado por amortiguamiento no es suficiente, de tal manera que empieza a disiparse energía a través del comportamiento no lineal de los elementos estructurales (lo que produce daño estructural). Esto se ilustra en la Figura 1.1 donde se muestra la evolución del balance energético de una estructura sismorresistente conforme transcurre la excitación sísmica.

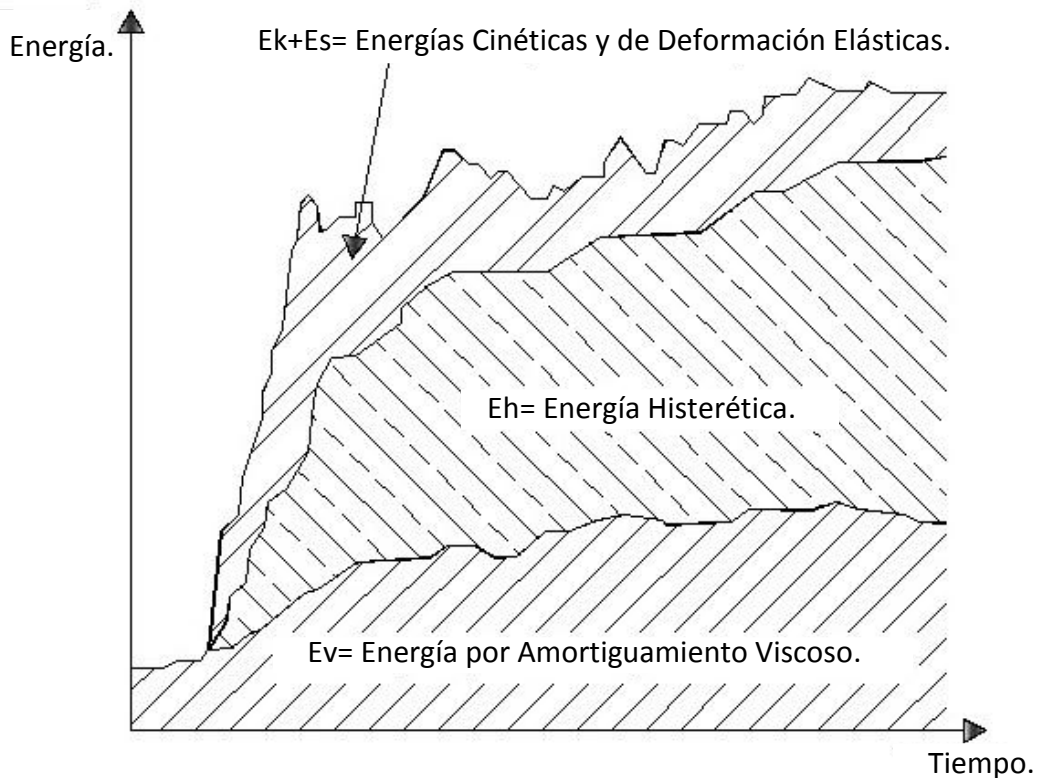


Figura 1.1 Entrada de Energía Sísmica y Balance de Energía (Giunco y Mazolani 2002)

A raíz de las grandes pérdidas socio-económicas y humanas producto de sismos intensos, como los de Michoacán 1985, Northridge 1994 y Kobe 1995, se ha planteado la conveniencia de utilizar sistemas innovadores que sean capaces de complementar y minimizar la disipación de energía histerética en los elementos estructurales encargados de bajar la carga gravitacional (Wada et al. 2004). Entre los planteamientos más prometedores se encuentra el uso de sistemas de control, que pueden clasificarse según el tipo de control que ofrecen en: A) Activos, B) Semi-activos y C) Pasivos.

Los sistemas de control activo y semi-activo ajustan sus propiedades estructurales en función de la respuesta dinámica de la estructura. Como contraparte, los sistemas pasivos no tienen esa capacidad. Dentro de los sistemas de control pasivo se encuentran los sistemas de aislamiento sísmico, sistemas de masa resonante, y los de absorción y disipación de energía. En cuanto a los últimos, el control de la respuesta se fomenta a través de dos alternativas:

- 1) Aumentar el nivel de amortiguamiento viscoso en la estructura, de tal manera de maximizar E_d y reducir E_h (disipadores viscosos o visco-elásticos).
- 2) Incrementar sustancialmente la capacidad que tiene la estructura para disipar E_h a través de colocar fusibles estructurales intercambiables que se dañen de manera controlada (dispositivos solera, ADAS, contravientos, etc.).

1.2 Disipadores metálicos

Se caracterizan por tener un comportamiento histerético dúctil y ciclos histeréticos amplios y estables que, en gran medida, son independientes de la velocidad de deformación. Entre los disipadores metálicos más utilizados están:

- 1) *ADAS* (Added Damping Added Stiffness), que conforme muestra la Figura 1.2, consisten en un conjunto de placas paralelas de forma ahusada que exhiben una fluencia uniforme en altura. (Recoder 2011).

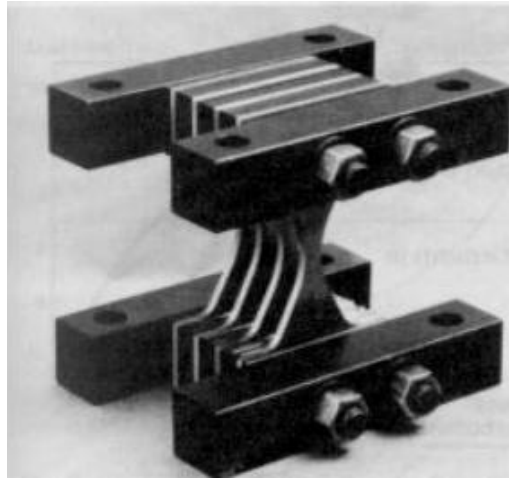


Figura 1.2 Ejemplo de disipadores metálicos (ADAS)

- 2) *TADAS* (Triangular Added Damping Added Stiffness), que conforme a lo que muestra la Figura 1.3, consisten en un conjunto de placas triangulares que trabajan a flexión fuera de su plano y que trabajan de manera similar a los dispositivos ADAS. (Recoder 2011).



Figura 1.3 Ejemplo de disipadores metálicos (TADAS)

- 3) *Contravientos restringidos contra pandeo*, formados, conforme a lo que muestra la Figura 1.4, por diagonales de acero que fluyen dentro de una sección de mortero y acero que las confinan y les dan restricción contra pandeo.



Figura 1.4 Ejemplo de disipadores metálicos (Contravientos)

1.3 Disipadores de Fricción

Se caracterizan por tener un comportamiento histerético fundamentado en la fricción seca que se desarrolla entre dos superficies, basándose en el rozamiento existente entre dos superficies en contacto bajo presión y en el deslizamiento entre ellas; y que es en gran medida independiente de la velocidad de deformación. Algunos dispositivos que conforman este grupo son:

- 1) *SBC (Slotted Bolted Connection)*, que conforme muestran las Figura 1.5, consisten en la unión de dos placas paralelas de acero que deslizan a través de orificios ovalados, y que se conectan entre sí a través de láminas de un metal blando (por ejemplo, bronce) y pernos de alta resistencia. (Recoder 2011).

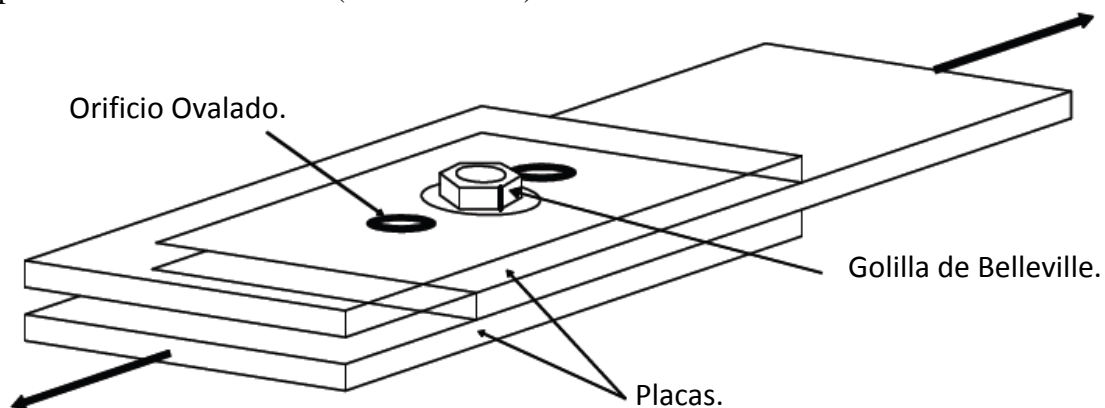


Figura 1.5 Ejemplo de disipadores de Fricción (SBC)

- 2) *Sistema PALL*, que conforme muestra la Figura 1.6, utiliza la deformación relativa de entrepiso y la deformación angular de un paralelogramo central para inducir a través de su movimiento relativo, fricción entre dos placas. (Recoder 2011).

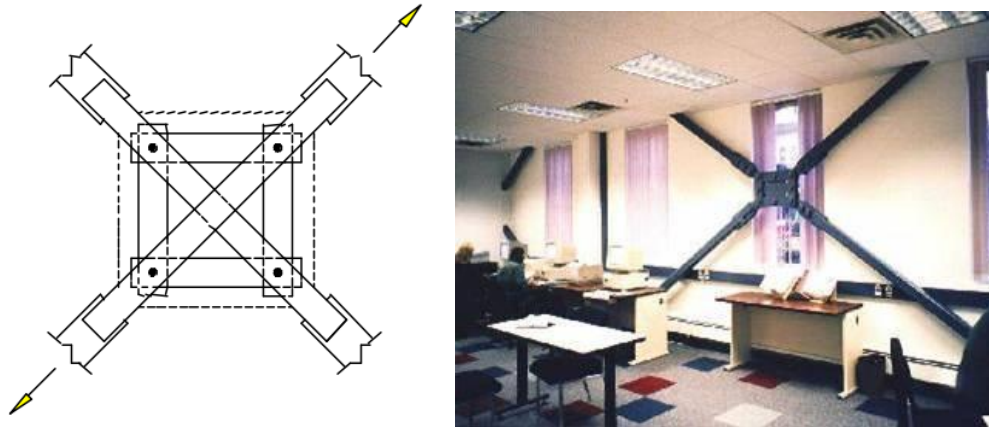


Figura 1.6 Ejemplo de disipadores de Fricción (Pall y Marsh 1982).

- 3) *EDR* (Energy Dissipating Restraint), que conforme muestra la Figura 1.7, utiliza una serie de resortes pretensados y topes para desarrollar fricción que resulte en una elevada capacidad para disipar energía. (Recoder 2011).

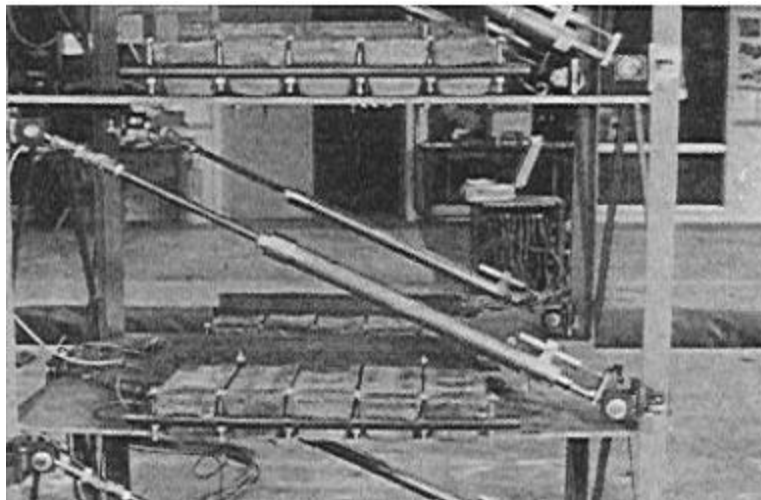


Figura 1.7 Ejemplo de disipadores de Fricción (EDR)

1.4 Disipadores visco-elásticos

Son dispositivos que disipan energía a través de deformar un material visco-elástico. Los disipadores viscoelásticos sólidos están formados por chapas metálicas unidas por capas finas de material viscoelásticos y presentan ciclos histeréticos elípticos. Uno de los dispositivos visco-elásticos se muestra en la Figura 1.8, a partir de un material sólido.

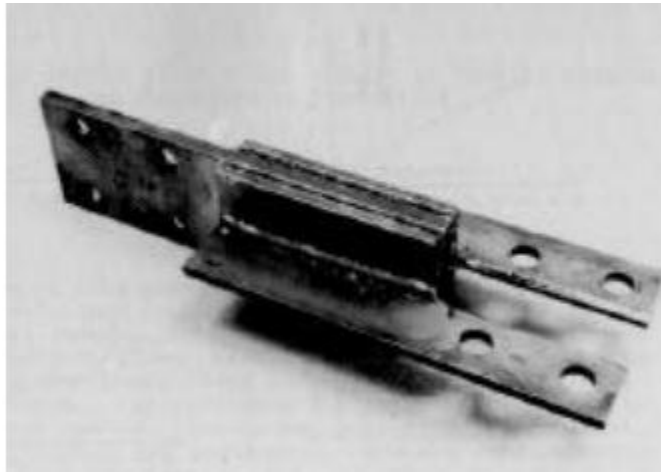


Figura 1.8 Ejemplo de disipadores visco-elásticos.

1.5 Disipadores viscosos

Estos dispositivos movilizan fluidos de alta viscosidad para generar fuerzas cuya magnitud es proporcional a la velocidad de deformación. Entre los fluidos viscosos más utilizados están los silicones y aceites. Las Figuras 1.9 y 1.10 muestran este tipo de dispositivos. (Recoder 2011).

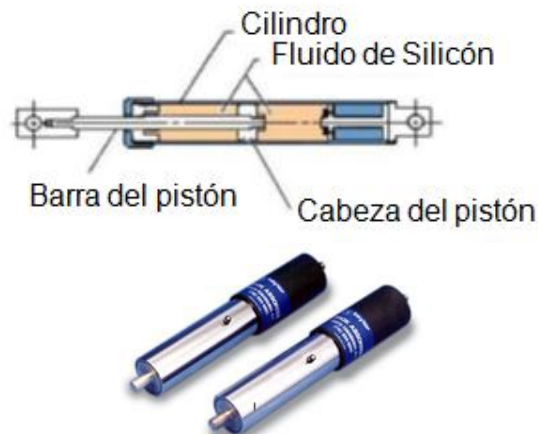


Figura 1.9 Composición y fusibles de los disipadores viscosos



Figura 1.10 Ejemplo de disipadores viscosos

Inicialmente, las investigaciones alrededor del tema de amortiguamiento suplementario se centraron alrededor del uso de disipadores por histéresis de material como lo son los dispositivos *ADAS* y *TADAS*. Conforme ha evolucionado el conocimiento que se tiene de este tema, una gran cantidad de investigaciones se han centrado en el uso de contravientos restringidos contra pandeo y amortiguadores líquidos viscosos. (Recoder 2011).

1.6 Propiedades mecánicas de los amortiguadores de fluidos viscosos

Originalmente, estos dispositivos fueron desarrollados para varias aplicaciones orientadas a las industrias pesada y militar. Con el tiempo, los amortiguadores viscosos encontraron uso en la industria de la construcción como disipadores de la energía introducida por el viento y el sismo a los sistemas estructurales (Whittaker y Constantinou 2000). En particular, han llegado a ser usados ampliamente para aportar capacidad de disipación de energía a sistemas de aislamiento sísmico de hule, y para controlar las vibraciones en edificios de gran altura. (Jenn-Shin Hwuang 2003).

La Figura 1.11 ilustra dos secciones transversales típicas de amortiguadores con fluido viscoso. Ambos constan de un tubo sobre el cual desliza un pistón de acero inoxidable con un orificio en la cabeza, y están llenos de un líquido viscoso tal como el aceite de silicón. La diferencia de presiones que se forma entre las dos superficies de la cabeza del pistón aporta la fuerza viscosa de amortiguamiento. Cuando un dispositivo exhibe un comportamiento viscoso puro, la fuerza del amortiguador y su velocidad de deformación suelen permanecer en fase. Sin embargo, en algunos dispositivos, el líquido se comprime ante deformaciones de alta frecuencia, lo que resulta en la generación de una componente elástica para la fuerza que desarrolla el pistón. (Jenn-Shin Hwuang 2003).

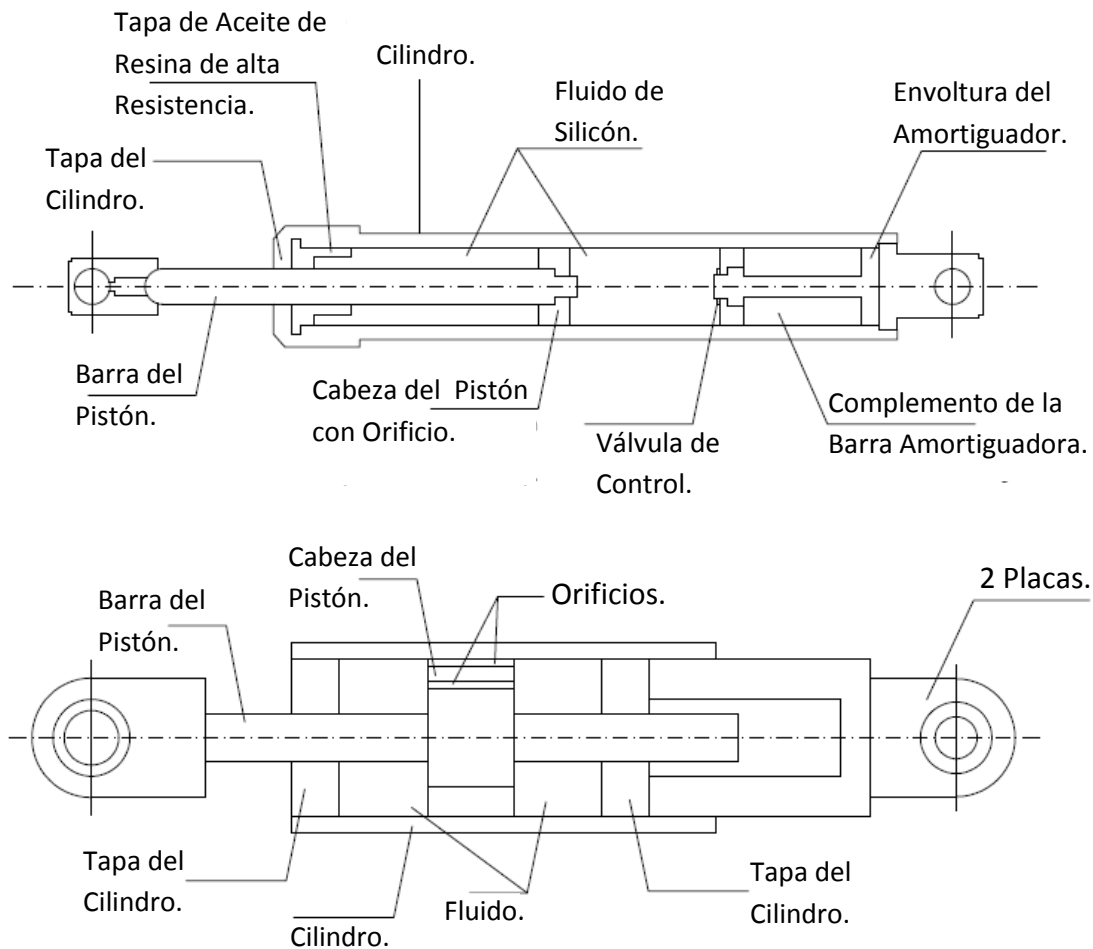


Figura 1.11 Composición interna de los disipadores viscosos

La fuerza que desarrolla un amortiguador viscoso puede caracterizarse analíticamente conforme a lo siguiente:

$$F_D = C|\dot{u}|^\alpha \text{sen}(\dot{u}) \quad (1.2)$$

Donde: F_D es la fuerza que desarrolla el amortiguador, C la constante de amortiguamiento, $|\dot{u}|$ el valor absoluto de la velocidad relativa entre los dos extremos del amortiguador, y α un exponente que suele exhibir un valor entre 0 y 1. A un dispositivo con $\alpha = 1$ se le conoce como amortiguador viscoso lineal. Los dispositivos con α diferente que 1 reciben el calificativo de no lineales. Mientras que aquellos con $\alpha > 1$ no han encontrado aplicación práctica, aquellos con $\alpha < 1$ suelen utilizarse para reducir el impacto de choques de alta velocidad y han resultado atractivos para el control de vibración en edificaciones. La Figura 1.12 muestra gráfica fuerza-velocidad para los tres rangos de valores de α . Note que para una velocidad relativamente pequeña, un dispositivo con α menor que 1 puede ofrecer una fuerza de amortiguación considerable. (Jenn-Shin Hwuang 2003).

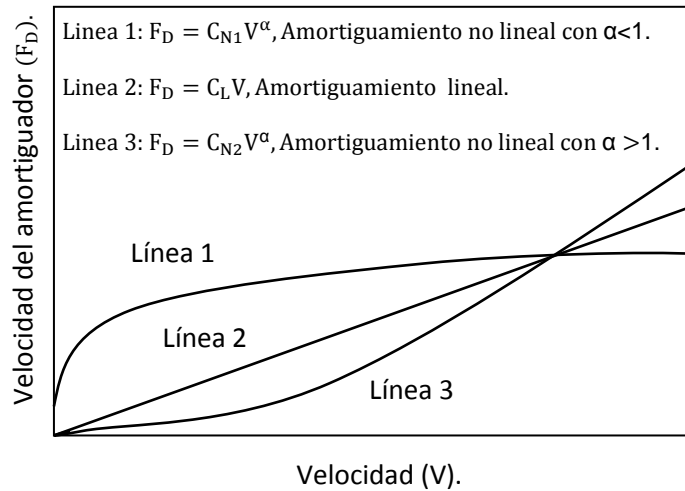


Figura 1.12 Relación entre fuerza-velocidad en amortiguadores viscosos

La Figura 1.13 muestra ciclos de histéresis para comportamiento viscoso y visco-elástico, el cual se caracteriza analíticamente a través de una elipse perfecta con lazos histéricos estables. Es interesante notar por un lado que, conforme a lo que ilustra la Figura 1.13a, en el caso de un comportamiento viscoso puro la ausencia de rigidez de almacenamiento hace que el sistema estructural que recibe los dispositivos mantenga su frecuencia natural original. Esto resulta en una simplificación en términos del análisis y diseño estructural. Por el otro lado, un amortiguador viscoso desarrolla su fuerza fuera de fase con las fuerzas que desarrollan los marcos rígidos, y este desfase requiere del planteamiento de metodologías de diseño especializadas para estructuras que hagan uso de este tipo de dispositivos.

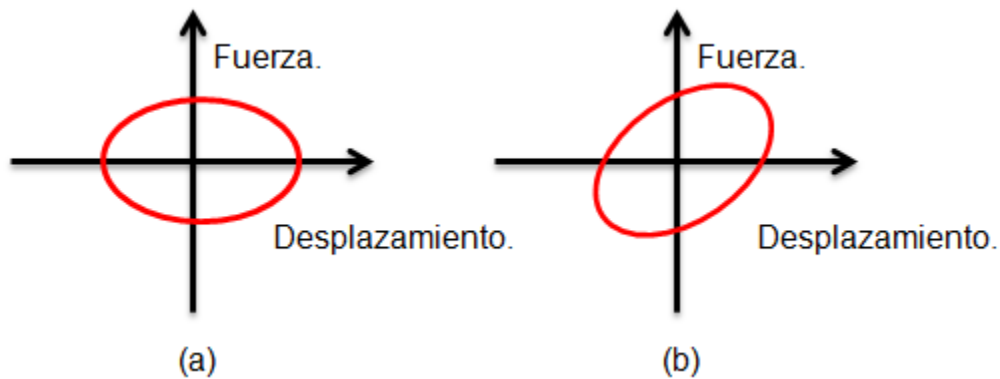


Figura 1.13 Ciclos de histéresis: a) comportamiento viscoso puro lineal; b) comportamiento visco-elástico.

1.7 Contribución de esta tesis

Este trabajo forma parte de una serie de esfuerzos por hacer posible en México el uso de sistemas pasivos de disipación de energía. Se plantea una metodología de pre-diseño por desempeño para un sistema de dispositivos líquidos viscosos que se incorpora a un sistema de marcos rígidos. La metodología propuesta, aplicable a edificaciones donde los efectos globales a flexión no pueden ser despreciados, establece las dimensiones de las vigas y columnas de los marcos rígidos, y las propiedades, en términos de frecuencia y ciclo histerético, de los dispositivos líquidos viscosos. Aunque el planteamiento incorpora de manera formal los conceptos del diseño por desempeño, su simpleza permite su aplicación práctica y un entendimiento conceptual del proceso de diseño.

2. ANÁLISIS DINÁMICO DE SISTEMAS SIMPLES

La base para la metodología utilizada en este trabajo es el planteamiento hecho por Coeto (2009) para estimar el desplazamiento lateral de marcos contraventeados donde los efectos globales a flexión no pueden ser despreciados. Para el caso particular de esta tesis, se considera un edificio estructurado con base en marcos rígidos adicionados con diagonales viscosas donde los efectos globales a flexión no pueden ser despreciados. Mientras que se considera que el sistema estructural recibe su rigidez lateral del sistema de marcos rígidos, los dispositivos viscosos complementan el amortiguamiento natural de los marcos para hacer posible una disipación eficiente de la energía de entrada del movimiento sísmico. El control de daño en los marcos rígidos y los elementos no estructurales se plantea a partir del control del desplazamiento lateral del edificio. Se considera el nivel de desempeño de ocupación inmediata. Conforme a lo planteado por Coeto (2009), el control del desplazamiento lateral del edificio se basa a su vez en el control de las deformaciones globales a corte y flexión del sistema de diagonales.

Este capítulo estudia el modelo de Coeto (2009), y estudia su capacidad para estimar razonablemente las demandas de desplazamiento lateral de una serie de sistemas de contravientos visco-elásticos cuyo comportamiento global está influido de manera importante por deformación global a flexión.

2.1 Modelo de Coeto para el Sistema Estructural Integrado

Conforme a lo mostrado en la Figura 2.1 y 2.2, el modelo de Coeto considera que el sistema de diagonales puede modelarse como una gran viga (armadura) empotrada en la base y cuya deformación lateral se encuentra fuertemente influenciada tanto por sus comportamientos globales a corte como de flexión.

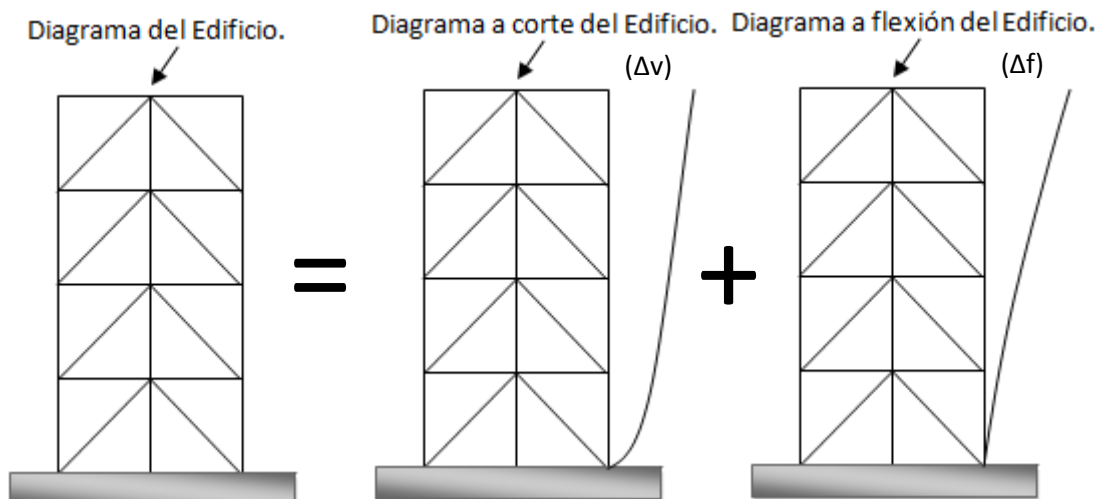


Figura 2.1 Sistemas esbeltos de diagonales

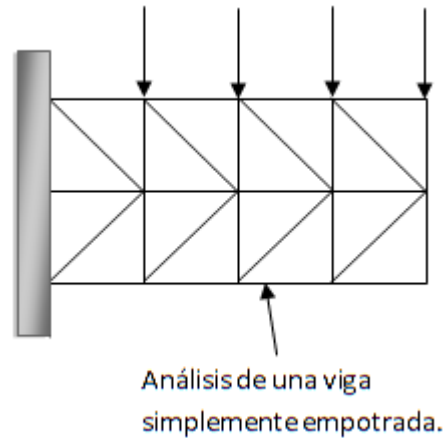


Figura 2.2 Sistemas esbeltos de diagonales analizados como vigas simplemente empotradas

La Figura 2.3 presenta la idealización que a nivel global hace Coeto para el sistema estructural completo. Conforme a lo mostrado, el sistema estructural se modela como dos sistemas que trabajan en paralelo, un sistema formado por los marcos rígidos y un segundo formado por el sistema de diagonales. La rigidez lateral de cada uno de los sub-sistemas estructurales puede idealizarse a través de un resorte.

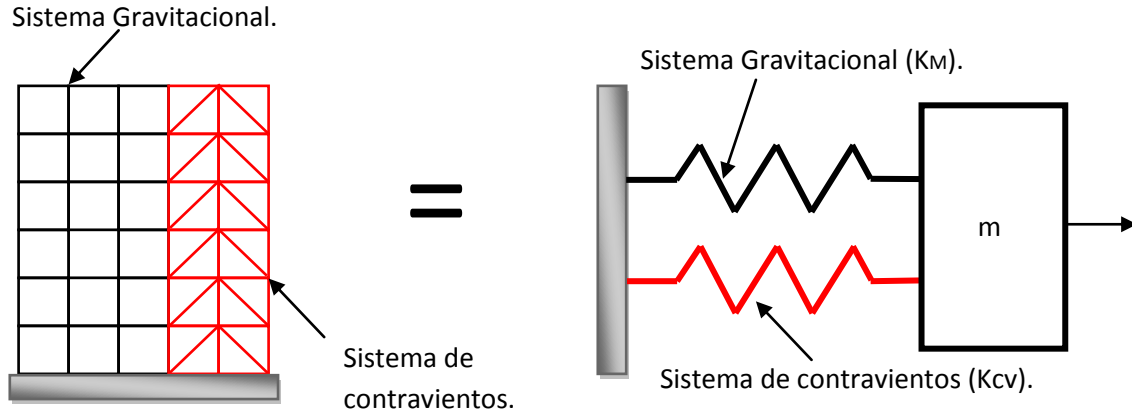


Figura 2.3 Sistema de un grado de libertad que modela un edificio

Considere la posibilidad de modelar el sistema estructural idealizado en la Figura 2.3 a partir de un sistema de un grado de libertad. La rigidez lateral total del sistema de un grado de libertad (K_T) puede establecerse como:

$$K_T = K_M + K_{CV} \tag{2.1}$$

donde K_M modela la rigidez lateral de los marcos rígidos, y K_{CV} la rigidez lateral del sistema de diagonales (contravientos).

Dado que el periodo del sistema puede calcularse como:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_T}} \quad (2.2)$$

donde m representa la masa reactiva del sistema, la Ecuación 2.1 puede expresarse como:

$$\frac{4\pi^2 m}{T_T^2} = \frac{4\pi^2 m}{T_M^2} + \frac{4\pi^2 m}{T_{CV}^2} \quad (2.3)$$

$$\frac{1}{T_T^2} = \frac{1}{T_M^2} + \frac{1}{T_{CV}^2} \quad (2.4)$$

donde T_T denota el período del sistema estructural, y T_M y T_{CV} los períodos que tendría dicho sistema si su rigidez lateral fuera igual a K_M y K_{CV} , respectivamente.

Debido a que las masas asociadas al primer modo de vibración o su ubicación en la altura del edificio no son estrictamente iguales para los sistemas de marcos rígidos y de contravientos, las Ecuaciones 2.1 a 2.4 no son estrictamente aplicables a sistema de múltiples grados de libertad. Sin embargo, la diferencia entre dichas masas y sus ubicaciones es razonablemente poca, de tal manera que el paso de la Ecuación 2.3 a la Ecuación 2.4 puede considerarse razonablemente válido (Coeto y Teran 2011).

2.2 Modelo de Coeto para Sistema de Contravientos

De acuerdo a Coeto (2009), dentro de la idealización de un sistema estructural como un grado de libertad, el sistema de diagonales puede modelarse a su vez a través de dos resortes en serie conforme a lo que ilustra la Figura 2.4.

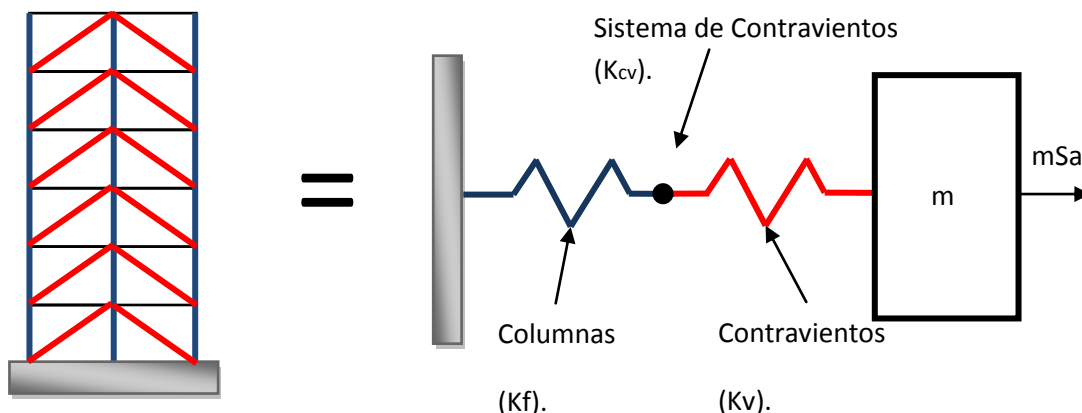


Figura 2.4 Sistema de un grado de libertad que modela un sistema de diagonales

Mientras que la rigidez lateral de las diagonales (K_v) depende de su área y está asociada a un comportamiento global a corte, la rigidez lateral de las columnas de soporte (K_f) depende del área de estas últimas y está asociada a un comportamiento global a flexión.

Note que el sistema de contravientos actúa como una armadura en voladizo, y que la totalidad de las cargas laterales producen deformaciones axiales tanto en diagonales como columnas de soporte, y que es esta deformación axial combinada la que resulta en el desplazamiento lateral del sistema de contravientos.

Suponga que (S_a) denote la ordenada espectral de pseudo-aceleración correspondiente al período fundamental de vibración del sistema de diagonales. La deformación lateral producto de la fuerza lateral que actúa sobre el sistema de diagonales puede expresarse como:

$$S_{dv} = \frac{mS_a}{K_v} \quad (2.5)$$

$$S_{df} = \frac{mS_a}{K_f} \quad (2.6)$$

donde S_{dv} y S_{df} representan las deformaciones laterales que en el sistema de diagonales produce la deformación axial de los contravientos y de las columnas de soporte, respectivamente.

Sea κ la relación de las demandas de desplazamiento debido a las distorsiones globales de corte y flexión:

$$\kappa = \frac{S_{dv}}{S_{df}} = \frac{\frac{mS_a}{K_v}}{\frac{mS_a}{K_f}} = \frac{K_f}{K_v} \quad (2.7)$$

y K_{CV} la rigidez lateral del sistema de diagonales, la cual puede ser estimada para los dos resortes en paralelo mostrados en la Figura 2.3 como:

$$\frac{1}{K_{CV}} = \frac{1}{K_v} + \frac{1}{K_f} \rightarrow T_{CV}^2 = T_v^2 + T_f^2 \quad (2.8)$$

donde T_v y T_f son los períodos que tendría el sistema de diagonales si su rigidez lateral estuviera dada exclusivamente por K_v y K_f , respectivamente.

Las Ecuaciones 2.7 y 2.8 pueden ser utilizadas para plantear lo siguiente:

$$\frac{1}{K_{CV}} = \frac{1}{K_v} + \frac{1}{\kappa K_v} = \frac{\kappa+1}{\kappa K_v} \Rightarrow \frac{K_{CV}}{K_v} = \frac{\kappa}{\kappa+1} \quad (2.9)$$

De manera similar, la relación entre K_{CV} y K_f puede expresarse como:

$$\frac{K_{CV}}{K_f} = \frac{1}{\kappa+1} \quad (2.10)$$

Dado que la deformación lateral total del sistema de diagonales puede plantearse como la suma de las deformaciones que sufren los dos resortes mostrados en la Figura 2.3, se tiene que:

$$S_d = S_{d_v} + S_{d_f} \quad (2.11)$$

Bajo la consideración de las Ecuaciones 2.9 a 2.11, es posible plantear:

$$S_{d_v} = \frac{\kappa}{\kappa+1} S_d \quad (2.12)$$

$$S_{d_f} = \frac{1}{\kappa+1} S_d \quad (2.13)$$

Las Ecuaciones 2.12 y 2.13 permiten estimar el desplazamiento lateral que sufre un sistema de diagonales a partir de la ordenada espectral leída directamente del espectro de desplazamientos de diseño (S_d).

Para ello y dentro del contexto planteado por Coeto (2009), el valor de κ puede estimarse como:

$$\kappa = \frac{K_f}{K_v} = \frac{T_v^2}{T_f^2} \quad (2.14)$$

Una vez que se tienen disponibles los valores de S_d y κ es posible estimar con las Ecuaciones 2.12 y 2.13 los valores de S_{d_v} y S_{d_f} , y con estos valores es posible estimar los desplazamientos de azotea conforme a lo siguiente:

$$\delta_v^{azot} = \alpha_v S_{d_v} \quad (2.15)$$

$$\delta_f^{azot} = \alpha_f S_{d_f} \quad (2.16)$$

donde α_v y α_f son coeficientes que transforman el desplazamiento de un sistema de un grado de libertad al desplazamiento de azotea de un sistema estructural, y que pueden establecerse conforme a lo indicado en la Tabla 2.1 para un sistema estructural que permanezca elástico.

Tabla 2.1 Valores de α_v y α_f propuestos por Coeto (2009)

Niveles	Corte (α_v)	Flexión (α_f)
	$\mu=1$	
1	1.00	1.00
2	1.20	1.20
3	1.30	1.30
4	1.35	1.35
5	1.40	1.40
10	1.40	1.50
15	1.40	1.55
20+	1.40	1.60

Finalmente y considerando que el desplazamiento total de azotea se obtiene al sumar las contribuciones hechas por las componentes globales de corte y flexión, se tiene que:

$$\delta_T^{azot} = \delta_v^{azot} + \delta_f^{azot} \quad (2.17)$$

Vale la pena mencionar que, debido a que las masas asociadas al primer modo de vibración o su ubicación en la altura del edificio no son estrictamente iguales para las componentes de deformación a corte y flexión, las Ecuaciones 2.5 a 2.17 no son estrictamente aplicables a sistema de diagonales de varios pisos. Sin embargo, la diferencia entre dichas masas y sus ubicaciones es poca, de tal manera que el modelo planteado aquí ofrece estimaciones razonables del desplazamiento de azotea de sistemas de diagonales.

2.3 Uso del Modelo de Coeto en Sistemas con Diagonales Visco-elásticos

Para estudiar la pertinencia de utilizar el modelo de Coeto para estimar las demandas de desplazamiento de azotea en edificios estructurados con marcos rígidos y dispositivos viscoso-elásticos donde los efectos globales a flexión no puedan ser despreciados, en esta sección se utiliza dicho modelo para predecir los periodos fundamentales de vibración y los desplazamientos de azotea de una serie de sistemas simples sujetos a la acción de la componente Este-Oeste del movimiento registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes durante el sismo de 1985.

En una primera etapa se consideraron los cinco sistemas ilustrados en la Figura 2.5, los cuales exhiben una crujía de 9 metros y un número de pisos (con altura de 4.5 metros) que va desde uno hasta veinte. A todos los modelos se asignaron columnas de acero de 20×20 cm y vigas de 20×40 cm. Inicialmente se conformaron una serie de modelos con contravientos de acero de 5×3 cm. Se asignó una masa a cada entrepiso, y su valor se consideró constante en altura.

El valor de cada masa se estableció de tal manera que el periodo fundamental de vibración calculado para cada sistema con el programa SAP2000 fuera igual al número de pisos entre diez. Para estudiar el efecto de la rigidez relativa que exhiben las componentes de deformación global a corte y flexión, se crearon otras dos series de modelos. Mientras que en la primera se consideraron contravientos de acero de 5 x 1.5 cm, la segunda consideró contravientos de 5 x 6 cm.

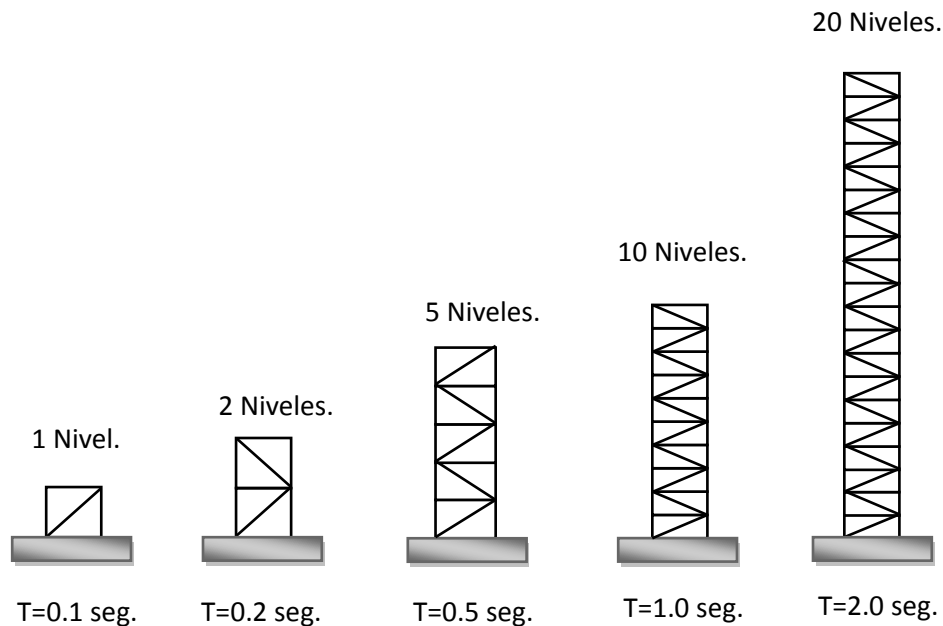


Figura 2.5 Tipos de edificios estructurados con marcos rígidos y contravientos con su respectivo periodo.

En una primera fase, se buscó validar la relación de periodos expresada en la Ecuación 2.8. Para ello, se modificaron los modelos de SAP2000 de cada sistema bajo consideración para estimar los valores de T_v y T_f . Para estimar T_v , los modelos de SAP2000 contemplaron columnas con áreas infinitas, de tal manera de eliminar en la estimación de este periodo el efecto de la deformación axial de las columnas y por tanto, de la componente global a flexión. Para estimar T_f , los modelos de SAP2000 contemplaron diagonales con áreas infinitas, de tal manera de eliminar en la estimación de este periodo el efecto de la deformación axial de las diagonales y por tanto, de la componente global a corte.

Conforme a lo especificado en la Ecuación 2.8, se espera que:

$$T_T^2 = T_v^2 + T_f^2 \quad (2.18)$$

donde T_T es el periodo fundamental de vibración estimado a partir de los modelos del SAP2000 que consideran las áreas reales para todos los elementos estructurales.

Las Tablas 2.2 a 2.6 comparan las estimaciones hechas para T_T (T_{aprox}) a partir de los valores de T_v y T_f con aquel estimado directamente para T_T con el programa SAP2000. Es notoria la coincidencia entre ambos juegos de valores para los quince sistemas bajo consideración, lo que lleva a concluir que la suposición implícita en la Ecuación 2.18 es válida.

Tabla 2.2 Resultados de desplazamiento del edificio de 1 nivel.

Contraviento	T sap2000	T_v	T_f	T estimado	Tsap2000/Test.
5x3.0 cm ²	0.091790	0.091630	0.011340	0.092329	0.994162
5x1.5 cm ²	0.093210	0.093130	0.008950	0.093559	0.996269
5x6.0 cm ²	0.090750	0.090450	0.014930	0.091674	0.989922

Tabla 2.3 Resultados de desplazamiento del edificio de 2 niveles.

Contraviento	T sap2000	T_v	T_f	T estimado	Tsap2000/Test.
5x3.0 cm ²	0.200360	0.199420	0.027470	0.201303	0.995315
5x1.5 cm ²	0.200460	0.199930	0.021210	0.201052	0.997056
5x6.0 cm ²	0.199990	0.198240	0.036650	0.201599	0.992017

Tabla 2.4 Resultados de desplazamiento del edificio de 5 niveles.

Contraviento	T sap2000	T_v	T_f	T estimado	Tsap2000/Test.
5x3.0 cm ²	0.499900	0.488800	0.116740	0.502547	0.994732
5x1.5 cm ²	0.500080	0.493600	0.090250	0.501783	0.996606
5x6.0 cm ²	0.500070	0.480170	0.154770	0.504497	0.991225

Tabla 2.5 Resultados de desplazamiento del edificio de 10 niveles.

Contraviento	T sap2000	T_v	T_f	T estimado	Tsap2000/Test.
5x3.0 cm ²	1.000000	0.925810	0.398650	1.007991	0.992072
5x1.5 cm ²	0.999630	0.954600	0.314160	1.004966	0.994690
5x6.0 cm ²	1.000100	0.873920	0.509050	1.011369	0.988857

Tabla 2.6 Resultados de desplazamiento del edificio de 20 niveles.

Contraviento	T sap2000	T_v	T_f	T estimado	Tsap2000/Test.
5x3.0 cm ²	2.000000	1.570000	1.280000	2.025660	0.987332
5x1.5 cm ²	2.000100	1.712250	1.068640	2.018364	0.990951
5x6.0 cm ²	2.000000	1.357740	1.498540	2.022147	0.989048

Una vez comprobada la validez de la suposición de independencia entre las componentes globales de corte y flexión implícita en la Ecuación 2.18, resultados mostrados en las Tablas 2.2 a 2.6, en una segunda etapa se procedió a estudiar la pertinencia del uso de las Ecuaciones 2.11 a 2.17 para estimar el desplazamiento de azotea de los quince sistemas bajo consideración.

Para ello se consideraron sistemas elásticos, y se utilizaron los espectros mostrados en la Figura 2.6, (espectros sujetos a la acción de la componente Este-Oeste del movimiento registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes durante el sismo de 1985), donde se vario el nivel de amortiguamiento (2%, 5%, 10%, 20%, 30% y 40%).

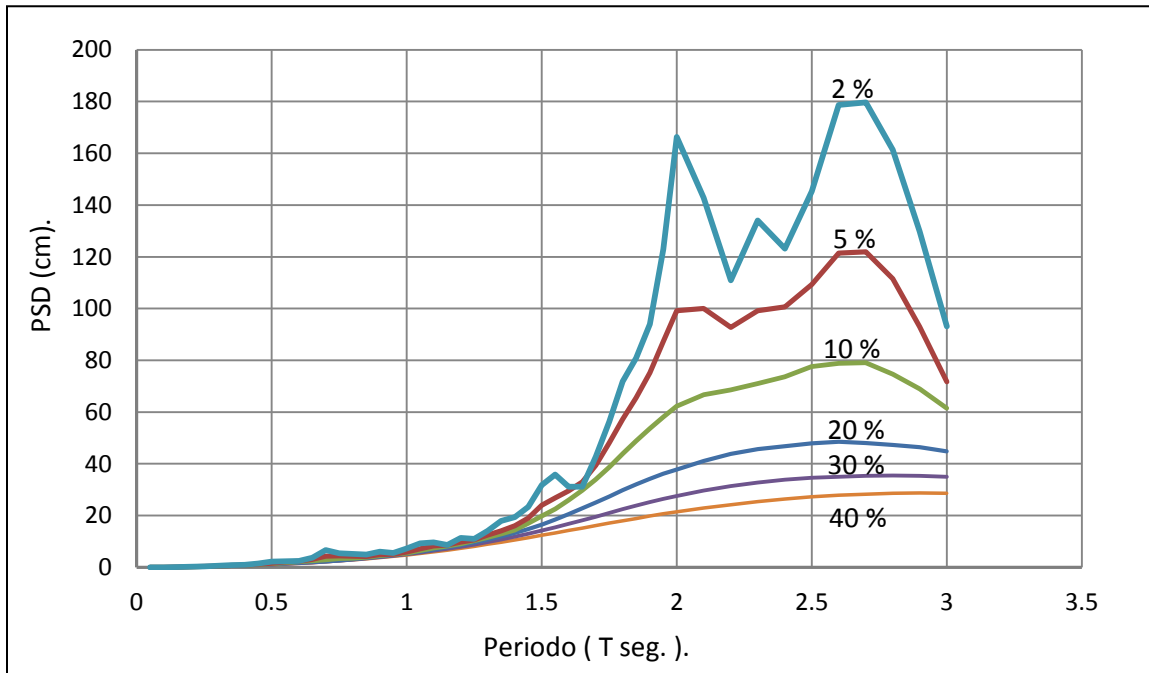


Figura 2.6 Espectro de diseño.

Para cada sistema simple se obtuvieron dos estimaciones de desplazamiento de azotea. Por un lado los modelos de los sistemas simples realizados en el programa SAP2000 se pasaron al programa DRAIN 2DX utilizando las mismas características (masa, rigidez, dimensiones de columnas, vigas y contravientos) para hacer análisis dinámicos; y se les sujeto al acelerograma SCT-EO (componente este-oeste del movimiento registrado durante 1985 en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes durante el sismo de 1985) con los que se obtuvieron una primera estimación de desplazamiento de azotea. Por el otro, se estimaron los desplazamientos a partir de usar el modelo de Coeto con las ordenadas espectrales correspondientes obtenidas de los espectros mostrados en la Figura 2.6 utilizando el periodo fundamental de la estructura.

En esta segunda etapa se consideró importante incluir modelos con la misma geometría que los mostrados en la Figura 2.5, y además se incluyó una serie de modelos similares de treinta pisos. Mientras que la longitud y altura de la crujía y los entrepisos, respectivamente, se mantuvieron iguales que las consideradas para la primera etapa, lo mismo sucedió para el caso de las áreas de columnas y vigas. En términos de sus periodos fundamentales de vibrar, las masas que se asignaron a los sistemas de diagonales resultaron en que dichos periodos fueran iguales al número de pisos entre diez. Además se consideró

extender el alcance en términos de las áreas de contravientos, lo que resultó en considerar diagonales de acero con áreas de 0 cm², 1 cm², 5 cm², 15 cm² y 45 cm². En términos de estudiar el efecto del comportamiento viscoso de las diagonales, se asignó a través de una matriz de Rayleigh, 2% de amortiguamiento crítico a los dos primeros modos de vibrar de los sistemas de diagonales. Después, las propiedades viscosas de las diagonales se modificaron de tal manera que el porcentaje de amortiguamiento crítico para el primer modo de vibrar del sistema de diagonales fuera 2%, 10%, 20%, 30% y 40%.

Las Figuras 2.7 a 2.11 establecen una primera comparación de las estimaciones hechas para el desplazamiento de azotea. Mientras que las líneas continuas resumen los resultados *exactos* obtenidos con el programa DRAIN 2DX, las curvas discontinuas muestran los resultados obtenidos con la propuesta de Coeto. La tabla 2.7 muestra el color utilizado para cada una de las variables que se muestran en las Figuras 2.7 a 2.18.











	Variación del δ_{azotea} con Contraviento con área 0 cm ² estimado con el programa DRAIN 2DX.
	Variación del δ_{azotea} con Contraviento con área 0 cm ² estimado con la propuesta de Coeto.
	Variación del δ_{azotea} con Contraviento con área 1 cm ² estimado con el programa DRAIN 2DX.
	Variación del δ_{azotea} con Contraviento con área 1 cm ² estimado con la propuesta de Coeto.
	Variación del δ_{azotea} con Contraviento con área 5 cm ² estimado con el programa DRAIN 2DX.
	Variación del δ_{azotea} con Contraviento con área 5 cm ² estimado con la propuesta de Coeto.
	Variación del δ_{azotea} con Contraviento con área 15 cm ² estimado con el programa DRAIN 2DX.
	Variación del δ_{azotea} con Contraviento con área 15 cm ² estimado con la propuesta de Coeto.
	Variación del δ_{azotea} con Contraviento con área 45 cm ² estimado con el programa DRAIN 2DX.
	Variación del δ_{azotea} con Contraviento con área 45 cm ² estimado con la propuesta de Coeto.

Tabla 2.7 Color utilizado para cada una de las variables que se muestran en las Figuras 2.7 a 2.11.

Note en la Figura 2.7 que la metodología propuesta por Coeto estima de manera muy razonable, para los sistemas con 2% de amortiguamiento crítico, el desplazamiento de azotea. Sin embargo y conforme se muestra en las Figuras 2.8 a 2.11, un incremento en el porcentaje de amortiguamiento crítico de los sistemas de diagonales, producto de un incremento en la capacidad que tienen las diagonales para disipar energía viscosa, resulta en que el modelo de Coeto subestime de manera importante el desplazamiento de azotea, y esto es particularmente notorio conforme se incrementa el área de las diagonales.

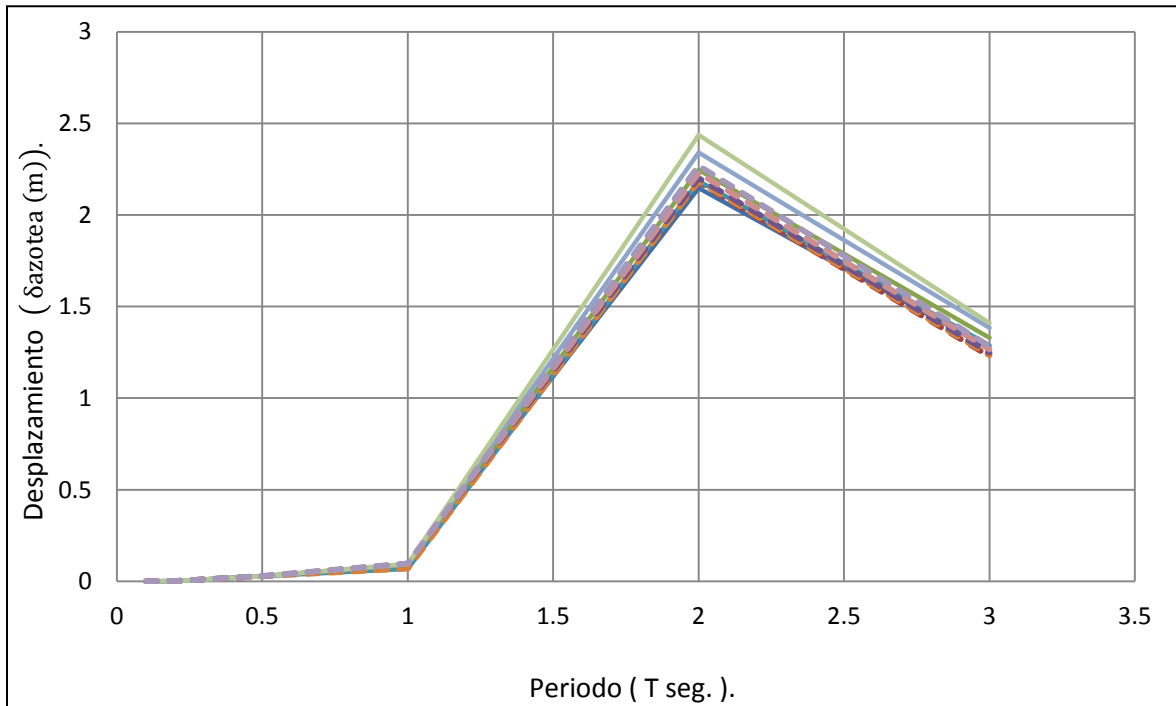


Figura 2.7 Grafica de desplazamientos totales con amortiguamiento de 2%.

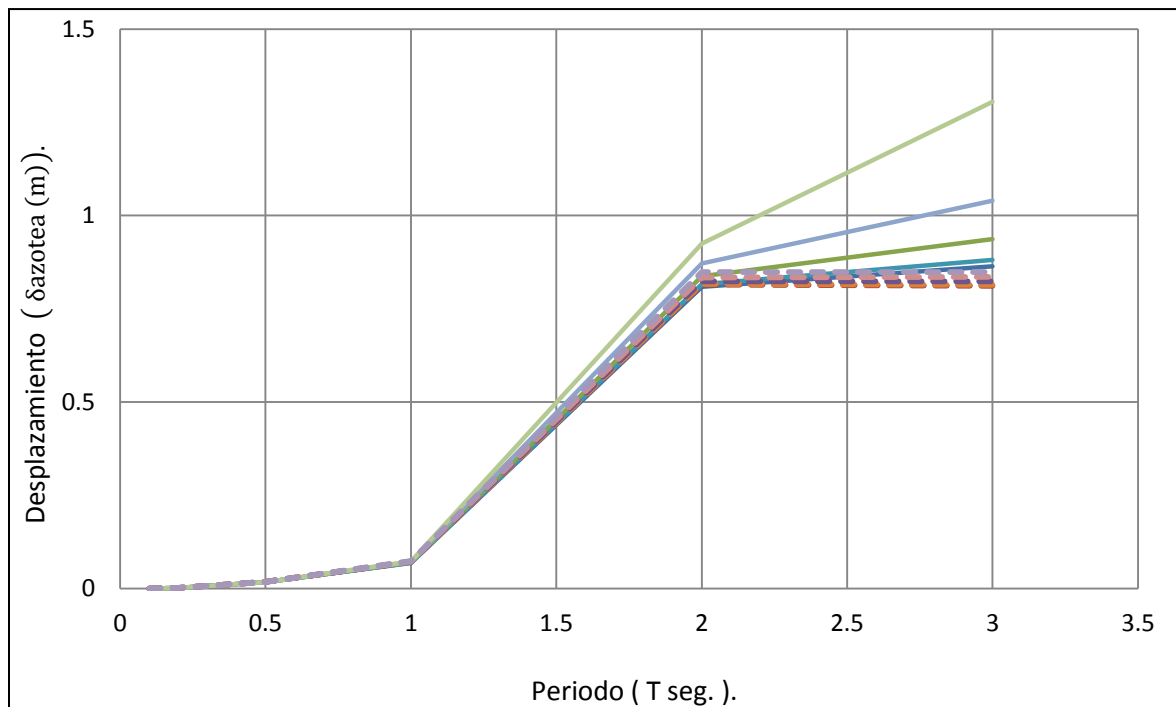


Figura 2.8 Grafica de desplazamientos totales con amortiguamiento de 10%.

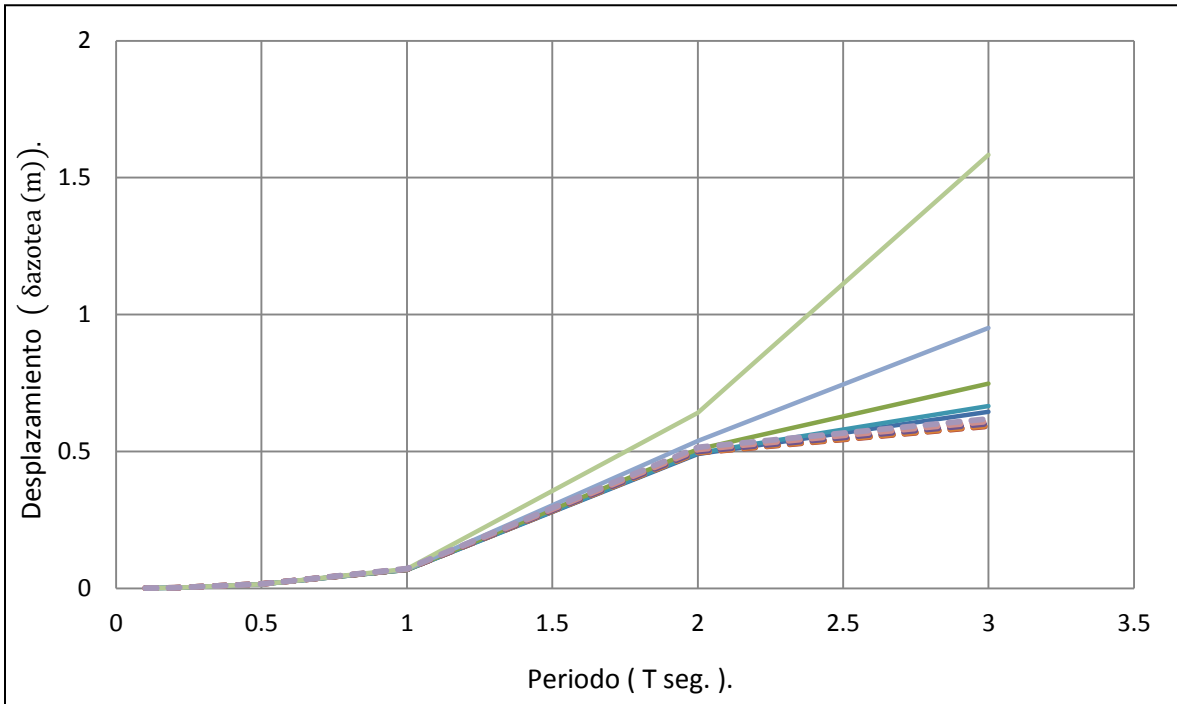


Figura 2.9 Grafica de desplazamientos totales con amortiguamiento de 20%.

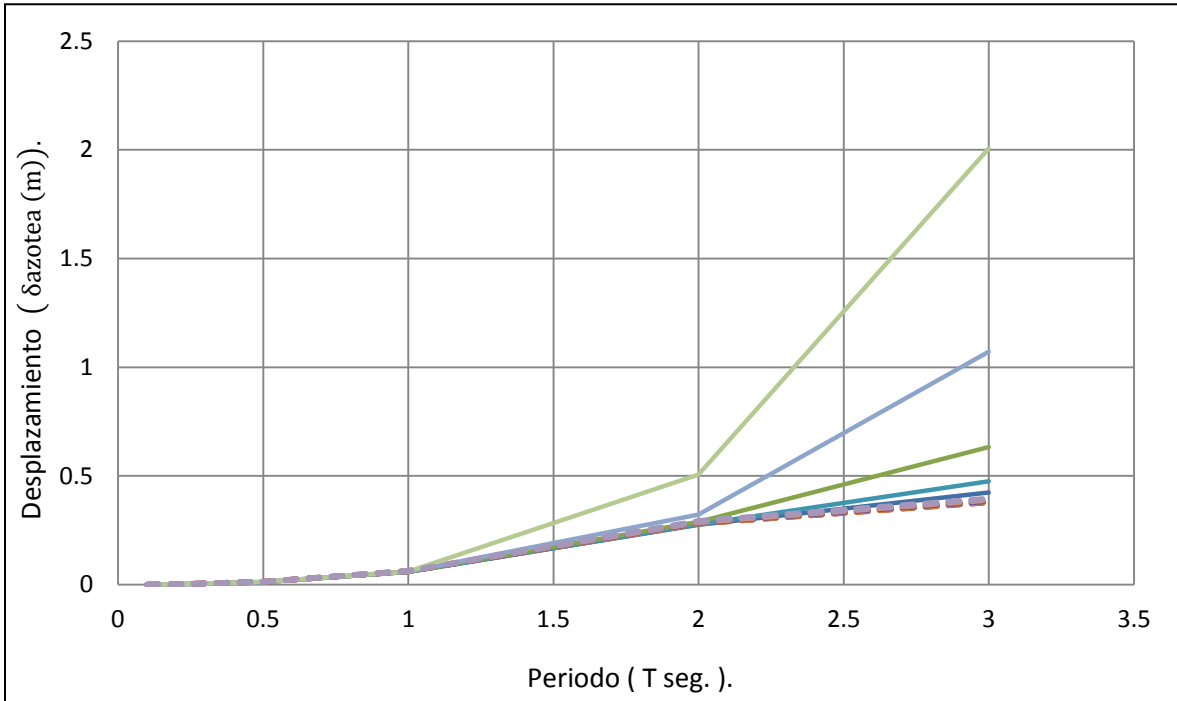


Figura 2.10 Grafica de desplazamientos totales con amortiguamiento de 30%.

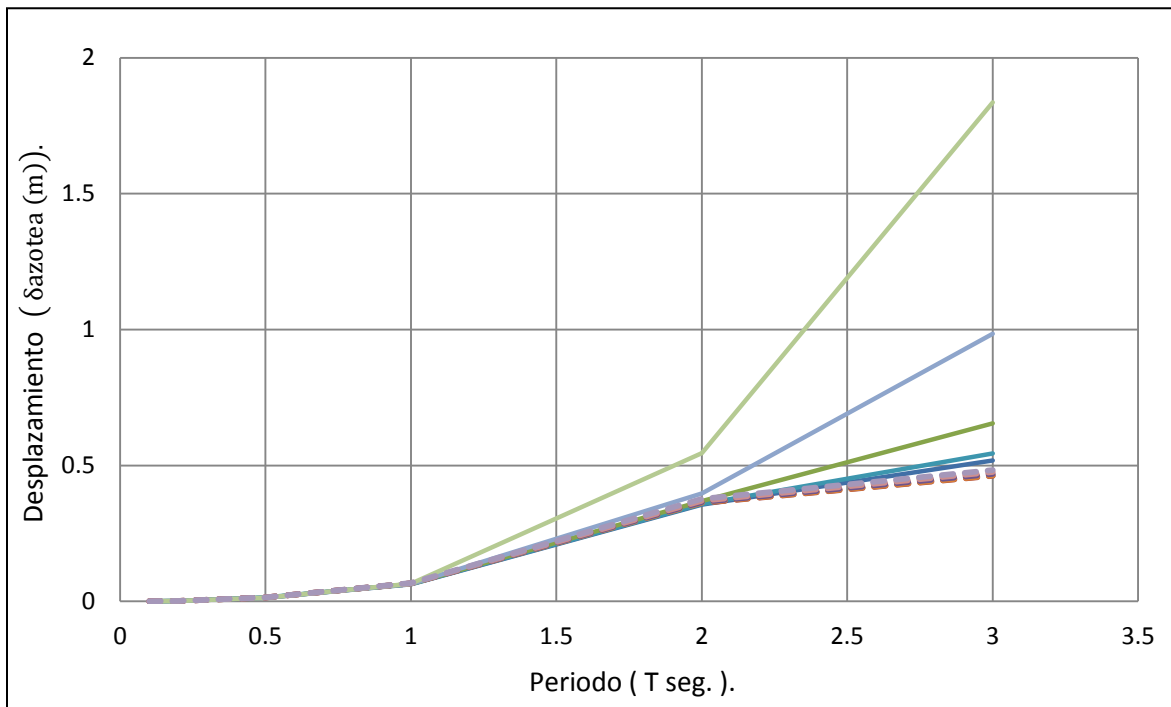


Figura 2.11 Grafica de desplazamientos totales con amortiguamiento de 40%.

Las Figuras 2.12 a 2.16 grafican de forma diferente los resultados presentados en las Figuras 2.7 a 2.11. En particular cada gráfica corresponde ahora a un área constante de diagonales. Note que para un área de diagonales de cero (lo que implica que los dispositivos serían puramente viscosos), la Figura 2.12 muestra que el modelo de Coeto arroja estimaciones muy razonables de las demandas de desplazamiento de azotea.

La Figura 2.13 muestra que para diagonales con una pequeña componente elástica, el modelo de Coeto sigue arrojando estimaciones razonables del desplazamiento de azotea. Sin embargo, conforme se va incrementando el área de diagonales, se hace notoria una subestimación del desplazamiento lateral conforme crece el número de pisos del edificio y su porcentaje de amortiguamiento crítico.

En términos del objetivo que pretende alcanzarse en esta tesis, es importante mencionar que el modelo de Coeto, planteado para un sistema esbelto de diagonales, también puede utilizarse para la concepción basada en desplazamientos de marcos rígidos con disipadores viscosos o visco-elásticos con bajo módulo de almacenamiento, en otras palabras disipadores que trabajan con baja rigidez como es el caso de los dispositivos que se pretenden utilizar en esta tesis (amortiguadores viscosos). Conforme crece la componente elástica de fuerza en un disipador, el modelo de Coeto tenderá a sub-estimar cada vez más del desplazamiento de azotea de un edificio conforme crezca su número de pisos y su porcentaje de amortiguamiento crítico. La tabla 2.8 muestra el color utilizado para cada una de las variables que se muestran en las Figuras 2.12 a 2.16.

—	Variación del δ azotea con Amortiguamiento del 2 % estimado con el programa DRAIN 2DX.
- - -	Variación del δ azotea con Amortiguamiento del 2 % estimado con la propuesta de Coeto.
—	Variación del δ azotea con Amortiguamiento del 10 % estimado con el programa DRAIN 2DX.
- - -	Variación del δ azotea con Amortiguamiento del 10 % estimado con la propuesta de Coeto.
—	Variación del δ azotea con Amortiguamiento del 20 % estimado con el programa DRAIN 2DX.
- - -	Variación del δ azotea con Amortiguamiento del 20 % estimado con la propuesta de Coeto.
—	Variación del δ azotea con Amortiguamiento del 30 % estimado con el programa DRAIN 2DX.
- - -	Variación del δ azotea con Amortiguamiento del 30 % estimado con la propuesta de Coeto.
—	Variación del δ azotea con Amortiguamiento del 40 % estimado con el programa DRAIN 2DX.
- - -	Variación del δ azotea con Amortiguamiento del 40 % estimado con la propuesta de Coeto.

Tabla 2.8 Color utilizado para cada una de las variables que se muestran en las Figuras 2.12 a 2.16.

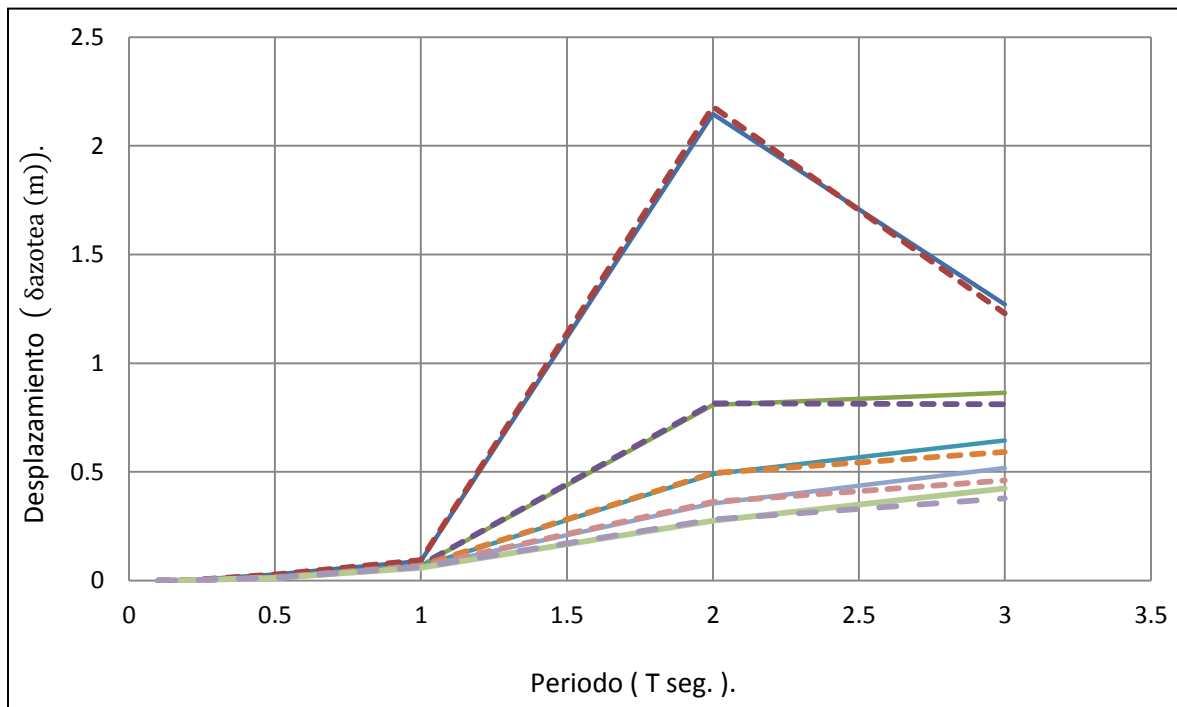


Figura 2.12 Grafica de desplazamientos totales con contraviento de área 0cm^2 .

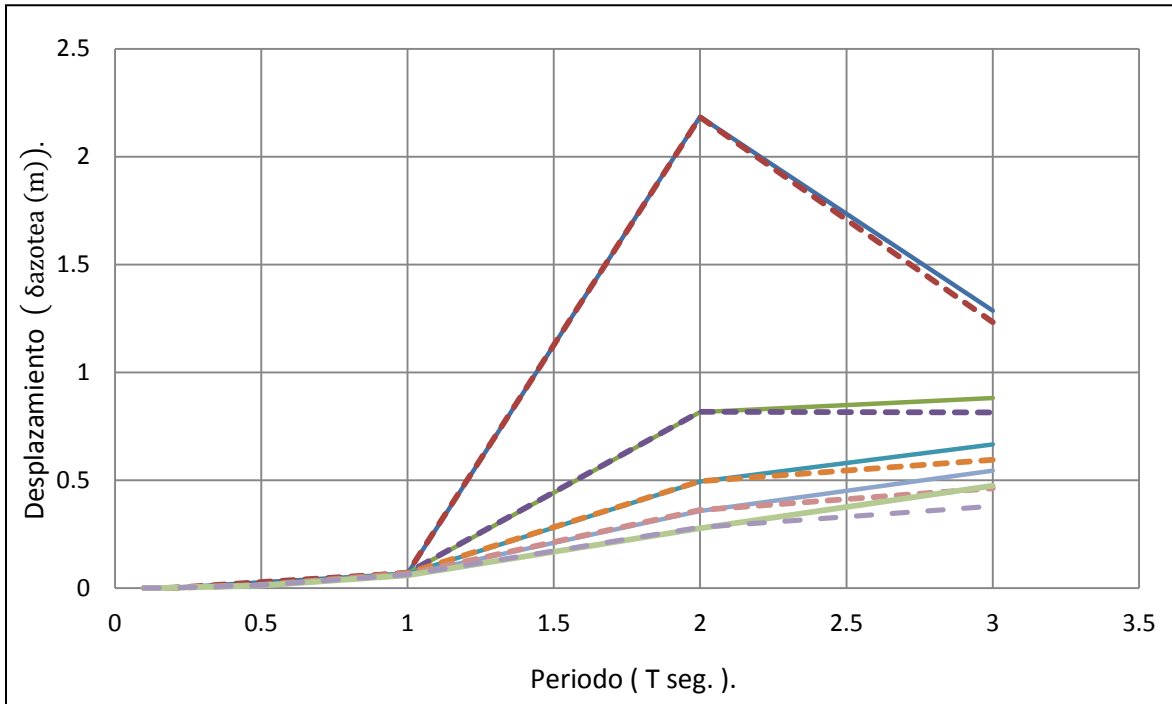


Figura 2.13 Grafica de desplazamientos totales con contraviento de área 1 cm².

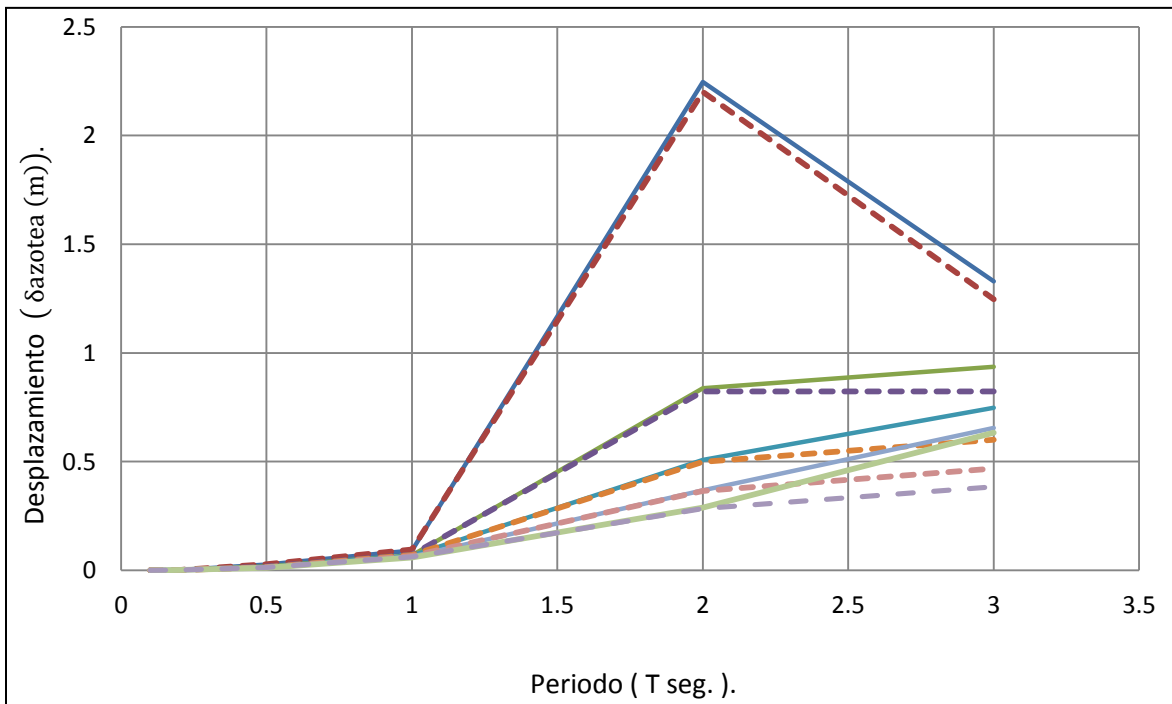


Figura 2.14 Grafica de desplazamientos totales con contraviento de área 5 cm².

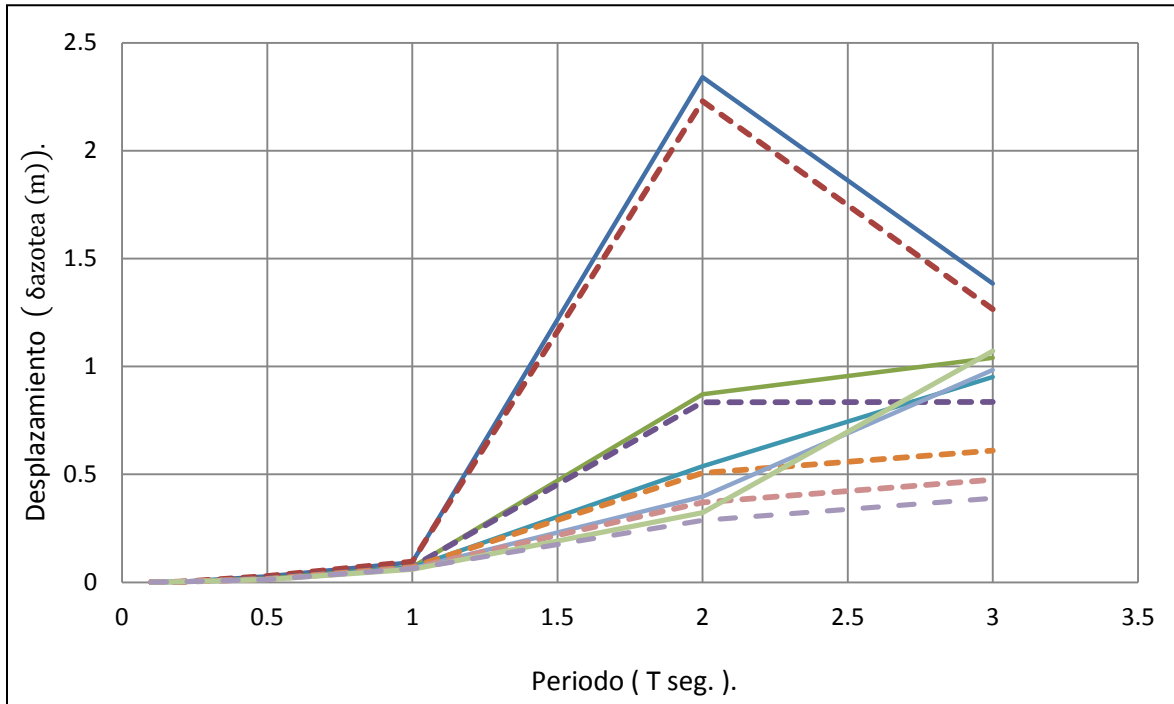


Figura 2.15 Grafica de desplazamientos totales con contraviento de área 15 cm².

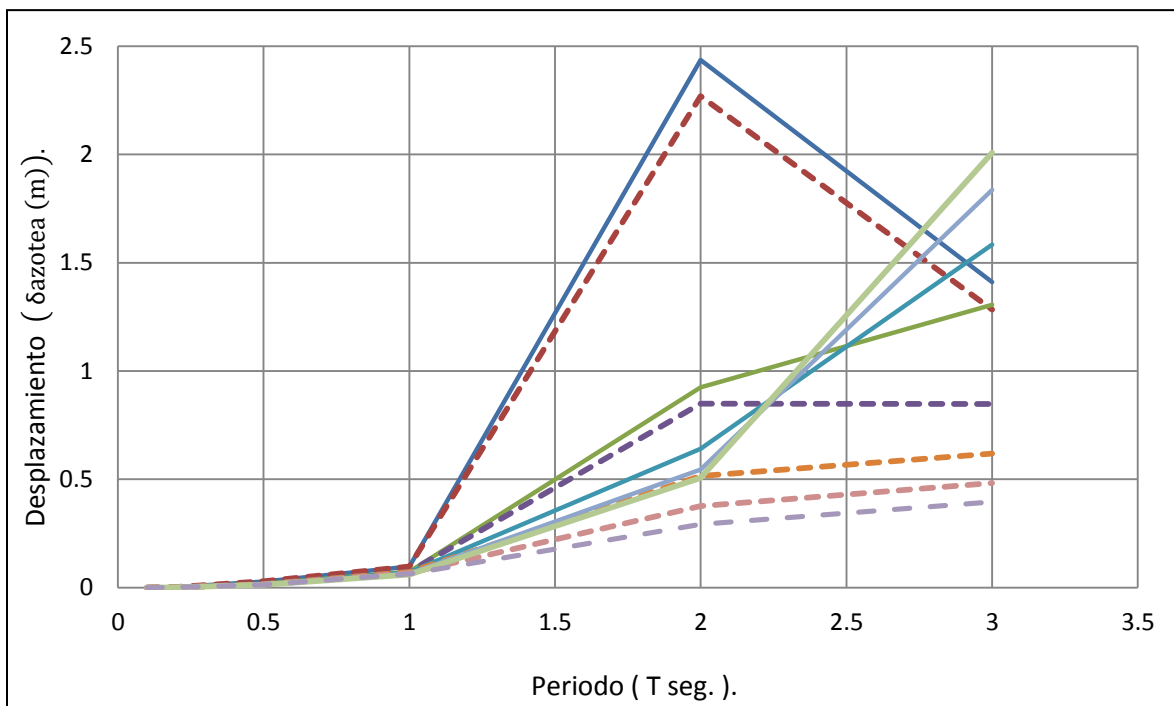


Figura 2.16 Grafica de desplazamientos totales con contraviento de área 45 cm².

Aunque en términos de esta tesis pudiera darse concluida la discusión sobre el modelo de Coeto que se ha ofrecido hasta ahora, resulta de interés estudiar formas en que se pueda determinar la aplicabilidad del modelo de Coeto para estimar las demandas de desplazamiento en estructuras con dispositivos visco-elásticos. Para ello, las Figura 2.17 a 2.20 grafican, en función del cociente de periodos a corte y flexión que exhiben los diferentes sistemas bajo consideración, el cociente entre el desplazamiento estimado a partir de un análisis dinámico paso a paso y aquel estimado conforme al modelo de Coeto. Vale la pena mencionar que el valor de T_v estimado para cada sistema considera tanto la rigidez lateral aportada por las diagonales como aquella aportada por la rigidez lateral de las columnas de soporte.

Note que el valor de κ bajo consideración en el eje de las abscisas y definido en la Ecuación 2.7, representa una medida directa de que tantas veces más es rígido el sistema en términos de su componente global a flexión con respecto a la de corte, y que un cociente de desplazamientos igual a uno implica una alta precisión del modelo de Coeto en términos de predecir el desplazamiento de azotea.

Un valor alto de κ esta asociado a sistemas con diagonales flexibles y columnas de soporte robustas y, conforme se incrementa el valor del área de las diagonales en relación al área de las columnas de soporte, el valor de κ se reduce, los resultados obtenidos de κ numéricamente se muestran en el apéndice A.

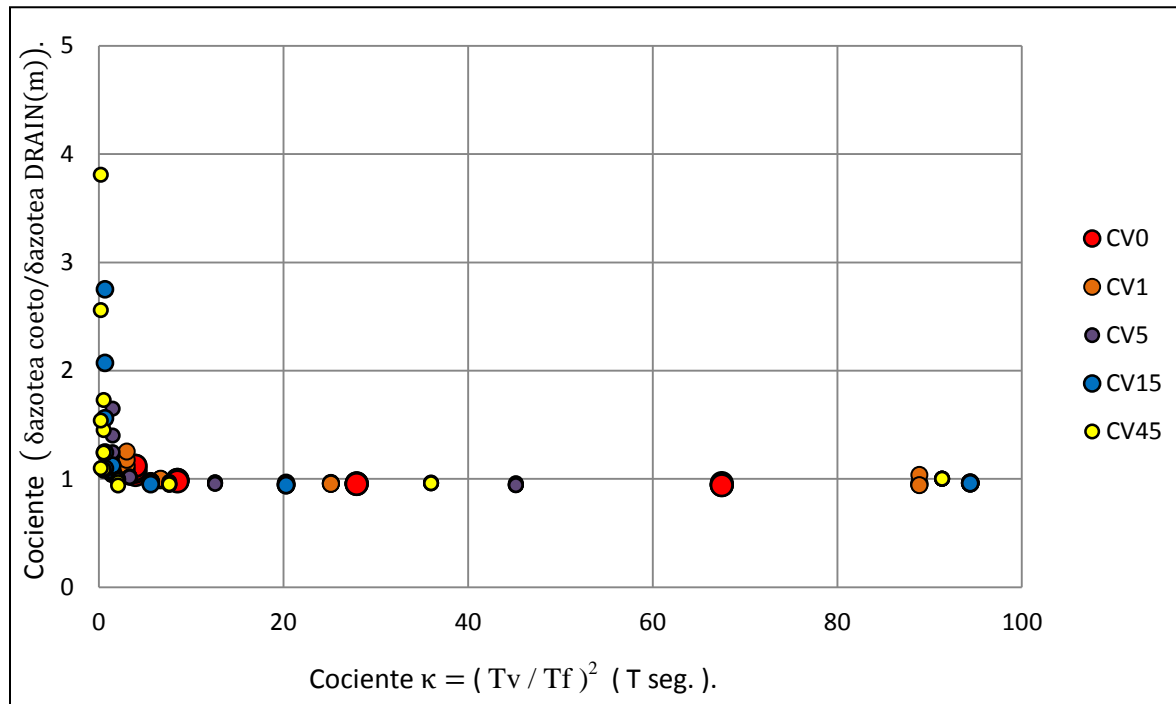


Figura 2.17 Precisión en la estimación del desplazamiento de azotea en función de κ y el tamaño de contravientos.

Conforme muestra la Figura 2.17, que presenta resultados en función del área de las diagonales, el modelo de Coeto puede llegar a subestimar considerablemente el desplazamiento lateral para sistemas con valores bajos de κ y diagonales con áreas grandes.

Para apreciar mejor el rango de valores de κ a partir del cual el modelo de Coeto arroja estimaciones razonables, la Figura 2.18 presenta un acercamiento de la grafica anterior. Conforme a lo que muestra, a partir de un valor de κ mayor que dos el cociente de desplazamientos se estabiliza en valores cercanos a uno.

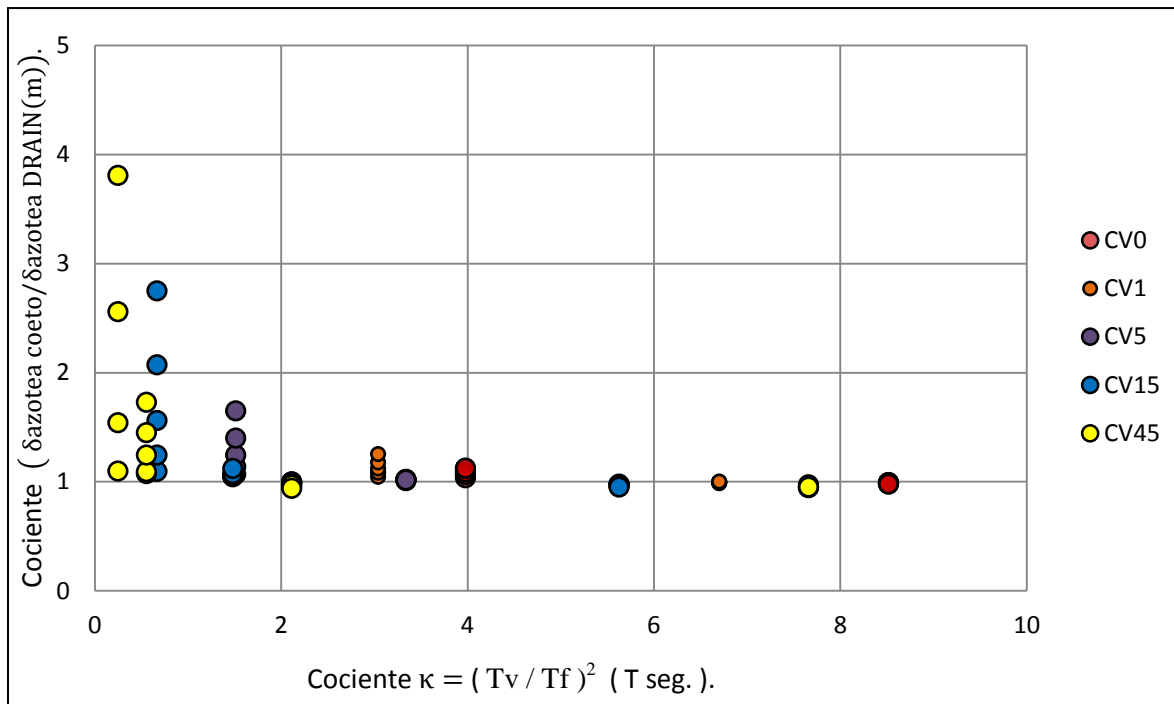


Figura 2.18 Precisión en la estimación del desplazamiento de azotea en función de κ y el tamaño de diagonales, acercamiento de la Figura 2.17.

Las Figuras 2.19 y 2.20 presentan, en función del porcentaje de amortiguamiento crítico de los sistemas de diagonales, la misma información presentada en las Figuras 2.17 y 2.18. Puede apreciarse una vez más que para κ mayor que dos el cociente de desplazamientos se estabiliza en valores cercanos a uno para todos los sistemas bajo consideración. Sin embargo, conforme el valor de κ se reduce, la subestimación del desplazamiento lateral crece de manera no lineal. Note que dicha subestimación se hace cada vez más notoria conforme se incrementa el valor del porcentaje de amortiguamiento crítico, de tal manera que el cociente alcanza valores de 1.5 para un porcentaje de 10% y valores pequeños de κ , y de 4.0 para un porcentaje de amortiguamiento crítico de 40%.

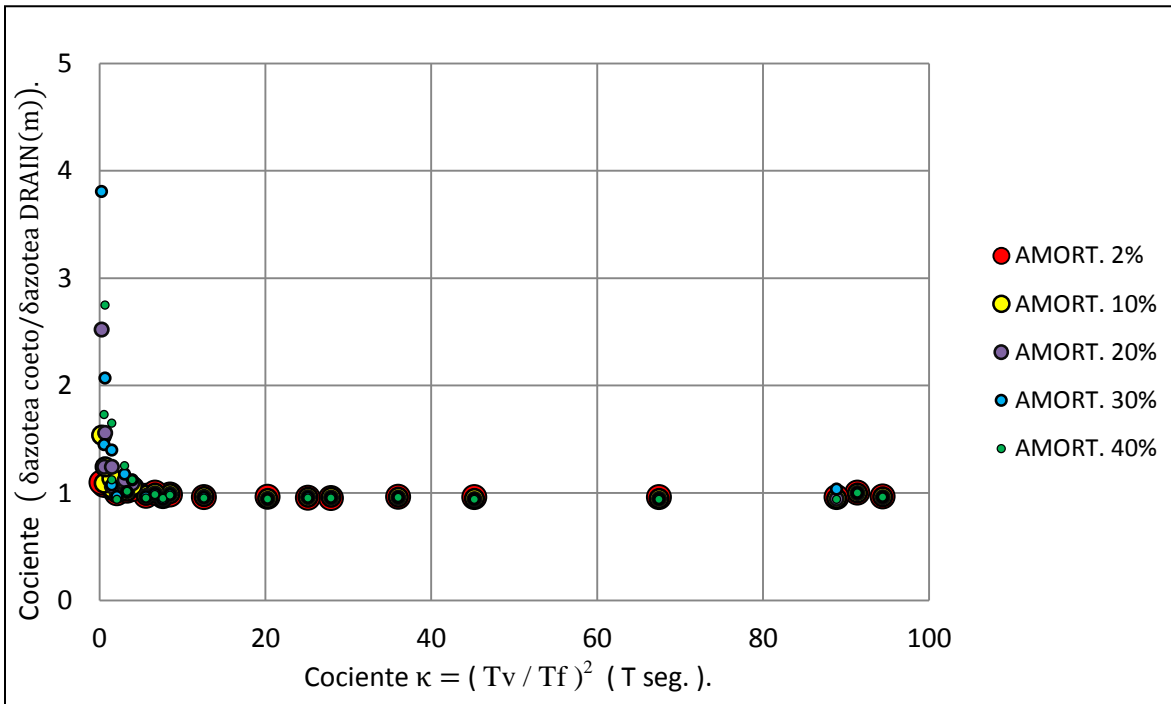


Figura 2.19 Precisión en la estimación del desplazamiento de azotea en función de κ y el porcentaje de amortiguamiento crítico.

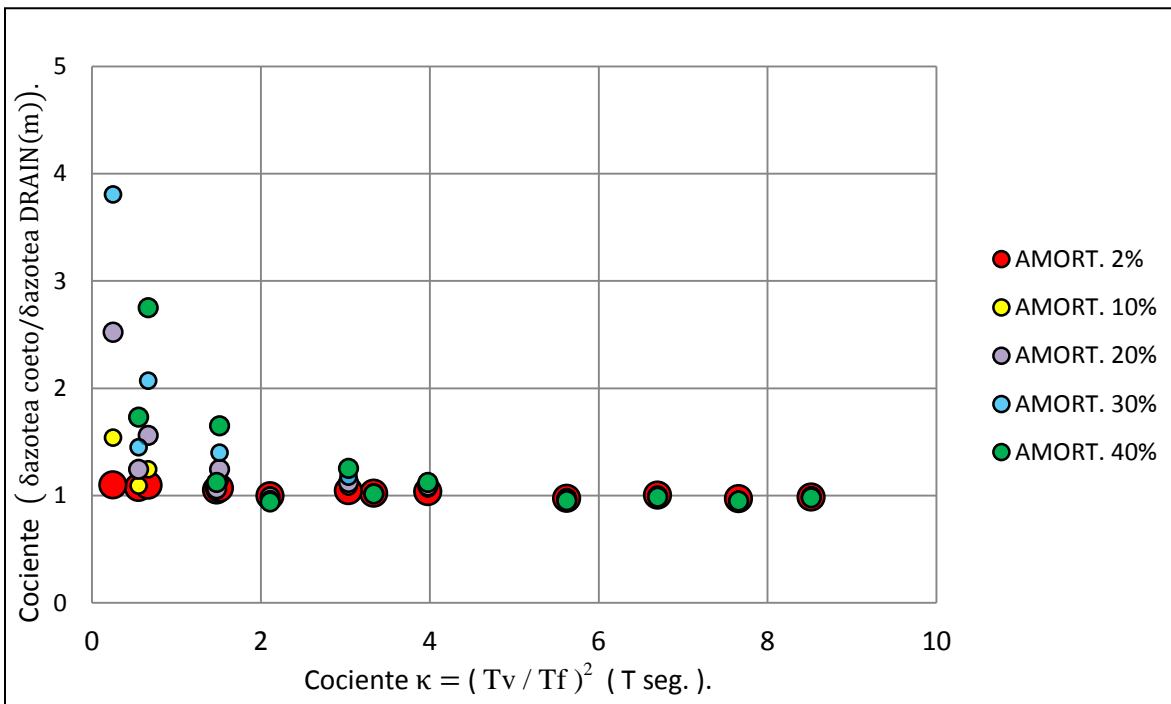


Figura 2.20 Precisión en la estimación del desplazamiento de azotea en función de κ y el porcentaje de amortiguamiento crítico, acercamiento de la Figura 2.19.

3. COMPONENTE GLOBAL A FLEXIÓN

Esta tesis plantea una metodología para el diseño preliminar por desempeño de sistemas estructurales conformados por diagonales viscosas y marcos rígidos. Conforme a lo mostrado en las Figuras 2.2 y 3.1, el enfoque utilizado para el diseño preliminar de la estructura modela el edificio a partir de un sistema de grado de libertad que contempla dos sub-sistemas estructurales: A) Marcos rígidos; y B) Un sistema de diagonales viscosas.

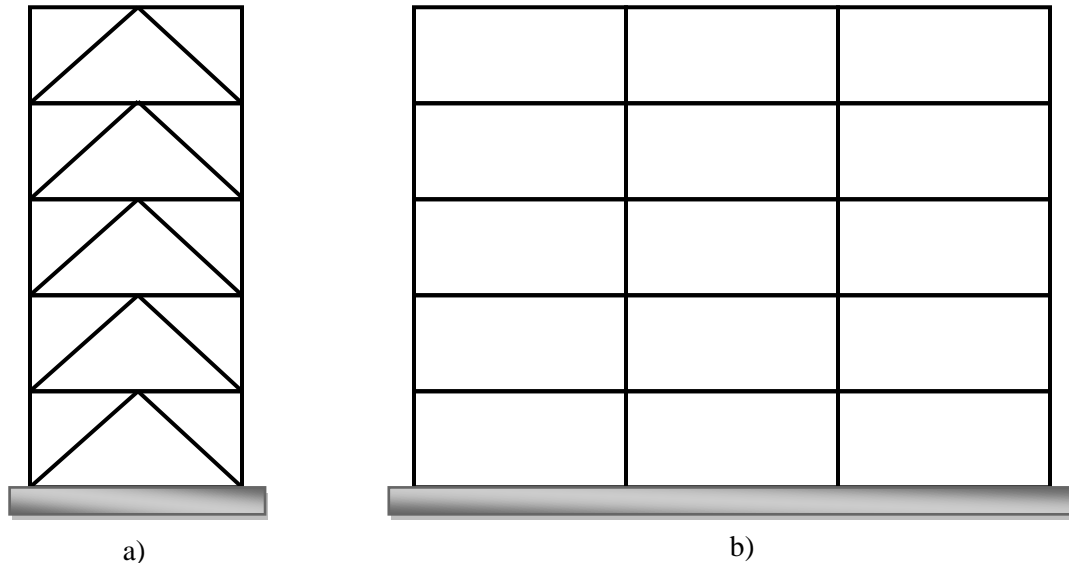


Figura 3.1 Sub-sistemas bajo consideración: a) Sistema de Diagonales (Amortiguadores Viscosos) y b) Sistema Gravitacional.

Es importante notar que las fuerzas internas que desarrollan los marcos rígidos dependen de su deformación lateral y resultan en un comportamiento global a corte, las fuerzas internas que desarrollan las diagonales viscosas dependen de la velocidad de deformación lateral del marco y resultan en un comportamiento global para el sistema de diagonales dominada por flexión. Como el desplazamiento y velocidad van desfasados 90 grados con respecto al tiempo (son ortogonales en cada instante de tiempo), sería de mucho interés poder plantear que la respuesta total del sistema estructural contempla una componente global a corte en los marcos rígidos que resulta ortogonal, conforme a lo ilustrado en la Figura 3.2, con respecto a la componente global a flexión del sistema de diagonales.

Aunque es posible adaptar el modelo de Coeto para contemplar explícitamente la situación ilustrada en la Figura 3.2, primero es necesario revisar si es posible suponer que el comportamiento de las columnas de soporte del sistema de diagonales viscosas se encuentra totalmente acoplado al de sus diagonales, de tal manera que pueda hablarse de una componente global a flexión que amortigua la respuesta del sistema estructural.

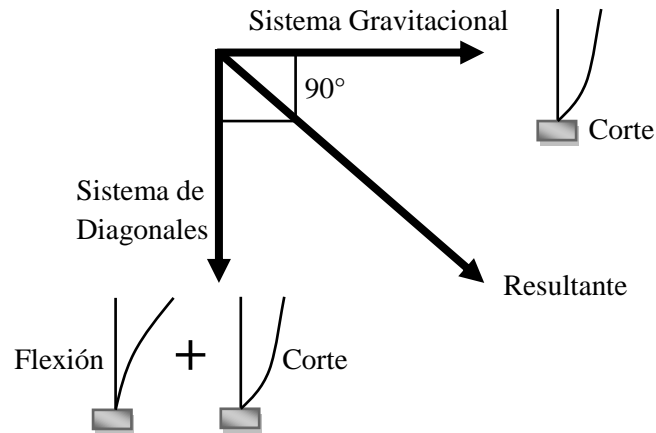


Figura 3.2 Modelo de las componentes del sistema gravitacional y el sistema de diagonales.

Para estudiar el acoplamiento de la respuesta de diagonales y sus columnas de soporte, se utilizaron los resultados obtenidos de los análisis dinámicos de los sistemas de diagonales considerados en la segunda etapa discutida en el Capítulo 2 de esta tesis. Para estos sistemas se estimaron para cada entrepiso, la componente de distorsión debida al comportamiento global a corte del sistema de diagonales, y aquella correspondiente al comportamiento global a flexión.

Para cada sistema de diagonales, primero se obtuvo el desplazamiento relativo de cada entrepiso. Bajo la suposición de que la respuesta de las diagonales está perfectamente acoplada con aquella de las columnas de soporte, es posible plantear que:

$$IDI = IDI_V + IDI_f \quad (3.1)$$

donde IDI es la distorsión máxima de entrepiso, e IDI_V e IDI_f las componentes de distorsión derivadas de los comportamientos globales de corte y flexión del sistema de diagonales, respectivamente.

El máximo valor de IDI_V en un entrepiso dado durante la excitación sísmica puede estimarse, conforme a lo ilustrado en la Figura 3.3, a partir de la deformación axial de la diagonal ubicada en ese entrepiso. Una vez obtenido el valor de IDI_V es posible estimar el valor de IDI_f a partir de la Ecuación 3.1 y bajo la consideración de que se han estimado las distorsiones máximas de entrepiso por medio de un análisis dinámico paso a paso.

Con los valores estimados para las distorsiones a corte y a flexión, es posible estudiar el impacto que tienen las propiedades de las diagonales en el comportamiento global del sistema de diagonales.

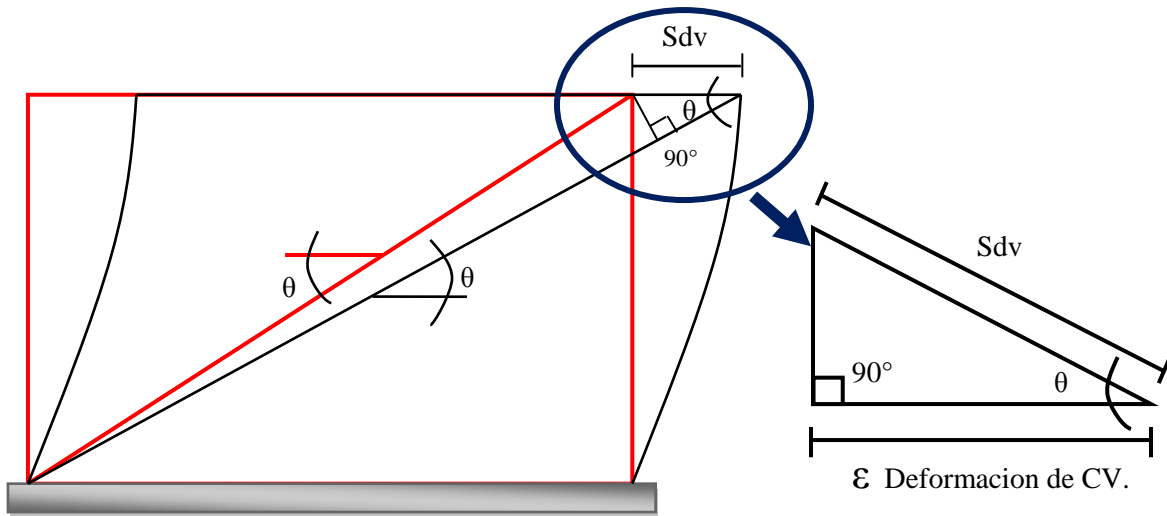


Figura 3.3 Deformaciones en el Marco Contra-ventado.

Las Figuras 3.4 y 3.5 resumen los resultados obtenidos para edificios de cinco y treinta pisos. Se muestran gráficas para diagonales con áreas de 0 cm^2 , 5 cm^2 , 15 cm^2 y 45 cm^2 . En línea continua se presenta el efecto del nivel de amortiguamiento para IDI_V , y en línea discontinua el efecto para IDI_f . Los colores: rojo, azul, verde, amarillo y morado corresponden, respectivamente, a porcentajes de amortiguamiento crítico de 2%, 10%, 20%, 30% y 40%. Mientras que en el eje de las ordenadas se contemplan los diferentes entrepisos de los sistemas de diagonales, el eje de las abscisas considera el valor de la distorsión correspondiente a diferentes niveles de amortiguamiento normalizado por la distorsión correspondiente a un porcentaje de amortiguamiento crítico de 2%.

Conforme a lo esperado, la Figura 3.4 muestra que tanto la distorsión a corte como la de flexión tienden a reducirse con un incremento en el nivel de amortiguamiento de las diagonales. Note que en lo que se refiere al valor de IDI_V (líneas continuas), la reducción en el valor de distorsión es prácticamente constante en altura, y que el nivel de reducción observado es prácticamente independiente del área de las diagonales.

Aunque en el caso de IDI_f es posible observar una pequeña tendencia a que la reducción crezca hacia los pisos superiores, es posible decir que el nivel de reducción observado es muy similar, a todo lo alto del sistema de diagonales, para las dos componentes de distorsión. Dentro de este contexto, es posible decir que la Ecuación 3.1 es válida y que la respuesta dinámica de diagonales y columnas de soporte esta acoplada.

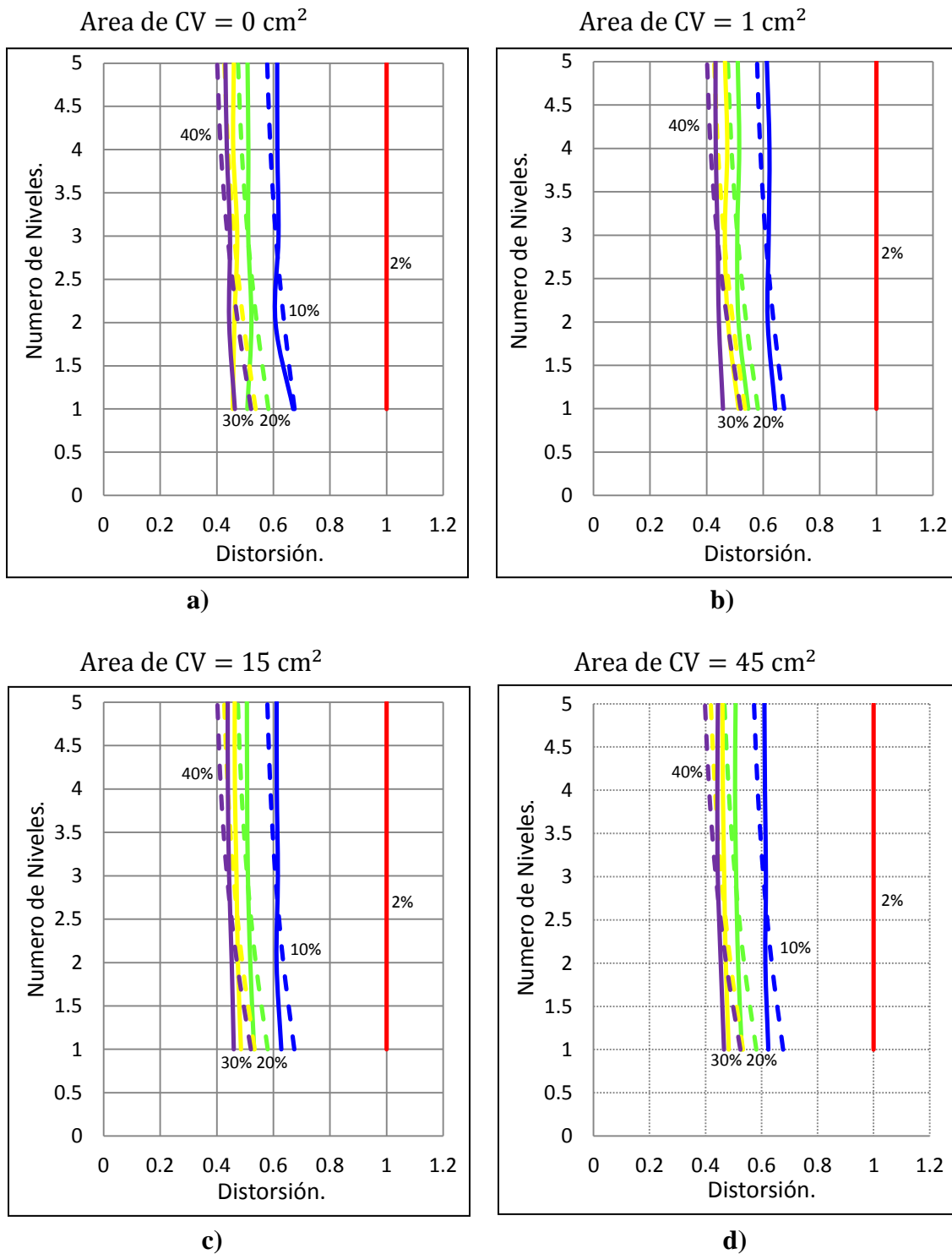


Figura 3.4 Graficas de las distorsiones globales a flexión y a corte del edificio de 5 niveles con diferentes áreas de contravientos.

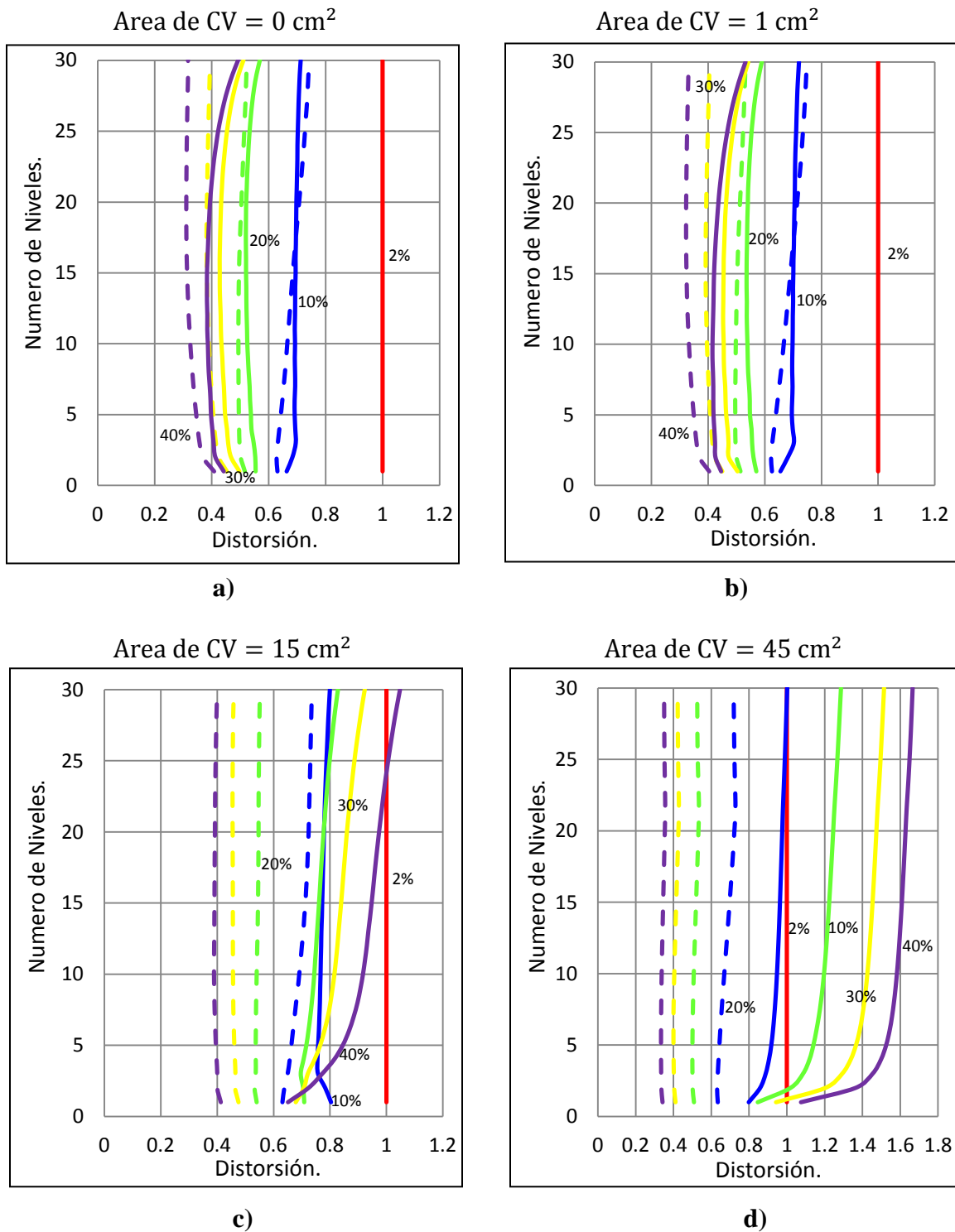


Figura 3.5 Gráficas de las distorsiones globales a flexión y a corte del edificio de 30 niveles con diferentes áreas de contravientos.

La Figura 3.5 muestra para sistemas de diagonales de treinta pisos resultados similares a los discutidos en la Figura 3.4. Note que para un sistema de diagonales con alta relación de aspecto (esbeltos), el acoplamiento de la respuesta dinámica de diagonales y columnas de soporte solo se observa en el caso de diagonales con área pequeña y con porcentaje de amortiguamiento crítico menor o igual que el 20%. En el caso extremo, representado por áreas de 45 cm^2 , es posible observar un total desacoplamiento entre las distorsiones a corte y flexión. Para el edificio de treinta pisos esto se refleja en un aumento considerable de la componente de distorsión a flexión con un incremento en el nivel de amortiguamiento, situación que contrasta notablemente con la reducción en la distorsión a corte.

De los resultados aquí presentados, es posible decir que en el caso de sistemas de diagonales con baja a moderada relación de aspecto, la respuesta dinámica de diagonales y columnas de soporte está acoplada y, por tanto, podría hablarse de una componente global a flexión que amortigua la respuesta del sistema estructural. Bajo estas circunstancias, sería posible adaptar el modelo mostrado en la Figura 2.3 para que considere componentes globales a corte y flexión ortogonales. En el caso de sistemas donde los efectos globales a flexión no pueden ser despreciados, dicho modelo seguirá siendo válido siempre y cuando las diagonales exhiban un bajo módulo de almacenamiento (baja rigidez) y el porcentaje de amortiguamiento bajo consideración para el sistema estructural no exceda de 20%.

4. METODOLOGÍA BASADA EN DESPLAZAMIENTOS

Dentro del contexto del diseño por desempeño, los elementos estructurales de un edificio deben ser capaces de controlar y acomodar, dentro de límites técnicos y económicos aceptables, su respuesta dinámica dentro de umbrales congruentes con el nivel de daño aceptable. (Recoder 2011).

El control del daño estructural y no estructural requiere del control de la distorsión máxima de entrepiso. Bajo la consideración de un sistema estructural formado por marcos rígidos de acero y amortiguadores viscosos, una metodología de diseño requiere establecer la frecuencia con que el edificio responde ante la excitación sísmica y la cantidad de energía que deben disipar los dispositivos viscosos. Además, será necesario plantear reglas simples que permitan dimensionar las vigas y columnas de los marcos rígidos en función de la rigidez lateral que deban aportar para, en conjunto con el amortiguamiento adicional, controlar de manera adecuada la respuesta lateral de la edificación.

De acuerdo al Comité Visión 2000 (SEAOC 1995), un diseño sísmico por desempeño debe constar de tres fases:

- **Fase Conceptual.** Establece los objetivos de diseño para los sistemas estructural y no estructural, y en su caso, para los contenidos de la estructura (los contenidos pueden representar un alto porcentaje del costo de la edificación). Acorde a la sismicidad del sitio y las características del terreno, se define de manera conceptual el sistema estructural, el material estructural, el tipo de cimentación, así como las características del sistema no estructural y su conexión a la estructura.
- **Fase Numérica.** Consta de tres pasos, que son el prediseño Global, el prediseño local y la revisión final del diseño.
- **Fase de Implantación.** Durante esta fase se lleva a cabo, de ser necesario, una revisión detallada e independiente del diseño. Además contempla la supervisión durante la construcción de la estructura y un mantenimiento adecuado durante su vida útil.

La metodología de diseño sísmico planteada en esta tesis contempla un enfoque de diseño por desempeño que durante la Fase Numérica contempla tres pasos conforme a lo discutido por Terán (2003):

- **Prediseño Global.** Con la ayuda de espectros de respuesta, se determinan a nivel global una combinación de propiedades estructurales capaces de controlar durante las excitaciones sísmicas de diseño la respuesta dinámica de la estructura dentro de umbrales de respuesta congruentes con el desempeño deseado. Dentro del contexto de la metodología que aquí se plantea, estas propiedades son el periodo fundamental de

vibración de los marcos rígidos así como el porcentaje de amortiguamiento crítico que debe aportarse al sistema estructural a través de la adición de los dispositivos viscosos.

- **Prediseño local.** Una vez establecidas las propiedades estructurales a nivel global, se procede al diseño local de la estructura, que consiste en establecer las dimensiones, características y detallado de los elementos estructurales. Dentro del contexto de la metodología aquí ofrecida, es necesario establecer las dimensiones de vigas y columnas en función del periodo fundamental de vibración, y la frecuencia de operación y el ciclo histerético requerido para los diferentes dispositivos viscosos en función del periodo fundamental de vibración del edificio y el porcentaje de amortiguamiento crítico requerido por la estructura.
- **Revisión del diseño.** A través de una serie de análisis estructurales dinámicos no lineales, se determina si el sistema estructural es capaz de controlar la respuesta dinámica del edificio, y por tanto su nivel de daño, dentro de los umbrales establecidos como parte de los objetivos de diseño.

4.1. Enfoque de diseño

El sistema y la configuración estructural del edificio se conciben de tal manera que la totalidad de las cargas gravitacionales bajen a través de marcos rígidos con detallado estándar. En cuanto a la sismorresistencia, se integra la rigidez lateral de los marcos con la capacidad de disipación de energía de los dispositivos viscosos para controlar la respuesta lateral de la estructura. (Recoder 2011).

El primer paso de la metodología consiste en establecer los objetivos de diseño para el edificio, los cuales se definen en términos del máximo nivel de daño aceptable para los diferentes sub-sistemas que conforman la edificación: marcos rígidos, dispositivos viscosos, y sistema no-estructural. El criterio de desempeño de ocupación inmediata para el sistema estructural requiere de un control estricto de la distorsión de entrepiso y por tanto, de las demandas de comportamiento plástico en vigas y columnas. La Figura 4.1 muestra de manera esquemática el comportamiento integrado del sistema estructural, constituido por un lado por los marcos rígidos y, por el otro, por un sistema de diagonales formado por los dispositivos viscosos y sus columnas de soporte. Note que el modelo contemplado en la figura queda ampliamente soportado a partir de los resultados presentados y discutidos en los Capítulos 2 y 3 de esta tesis.

4.2. Metodología de Pre-diseño por Desempeño

Después de la ocurrencia de una excitación sísmica severa, se propone que los marcos de acero permitan la ocupación inmediata del edificio. El sistema de disipadores viscosos debe disipar sin daño un porcentaje importante de la energía que el movimiento de terreno

introduce a la edificación. El daño en los elementos no estructurales debe ser congruente con el nivel de pérdidas que sea aceptable para los ocupantes del edificio.

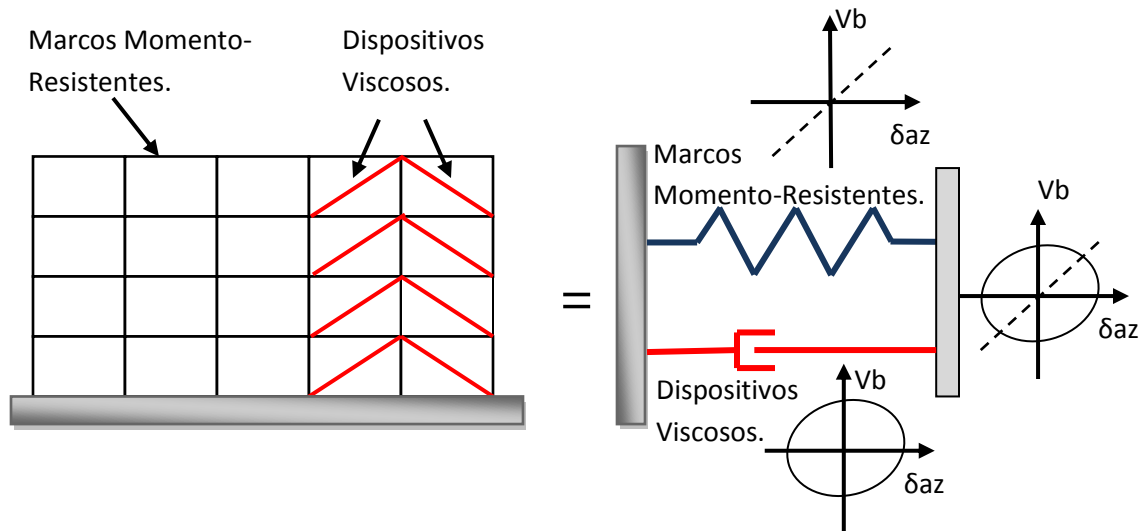


Figura 4.1 Enfoque de diseño.

La Figura 4.2 resume los pasos a seguir para el dimensionado de los marcos rígidos y la determinación de las propiedades de los dispositivos viscosos y de las columnas que los soportan. Los subíndices v y f se refieren a los comportamientos globales de corte y flexión, respectivamente, de los marcos rígidos y el sistema de diagonales viscosas. El subíndice T se refiere a las propiedades globales resultantes de añadir las contribuciones de marcos y diagonales.

El primer paso consiste en definir, desde un punto de vista cualitativo, el desempeño deseado para los diferentes sub-sistemas del edificio. Conforme a lo planteado, los marcos rígidos deben permanecer en ocupación inmediata. Los dispositivos viscosos y los elementos no estructurales deben quedar libres de daño.

En términos cuantitativos, los objetivos de diseño se caracterizan a partir de establecer umbrales de distorsión de entrepiso que sean congruentes con los niveles de daño considerados como aceptables. En términos de los marcos rígidos y los elementos no estructurales, se establece un umbral para la demanda máxima de distorsión (IDI_{max}). Este umbral de distorsión puede plantearse con base en experiencias previas, evidencia experimental o tablas

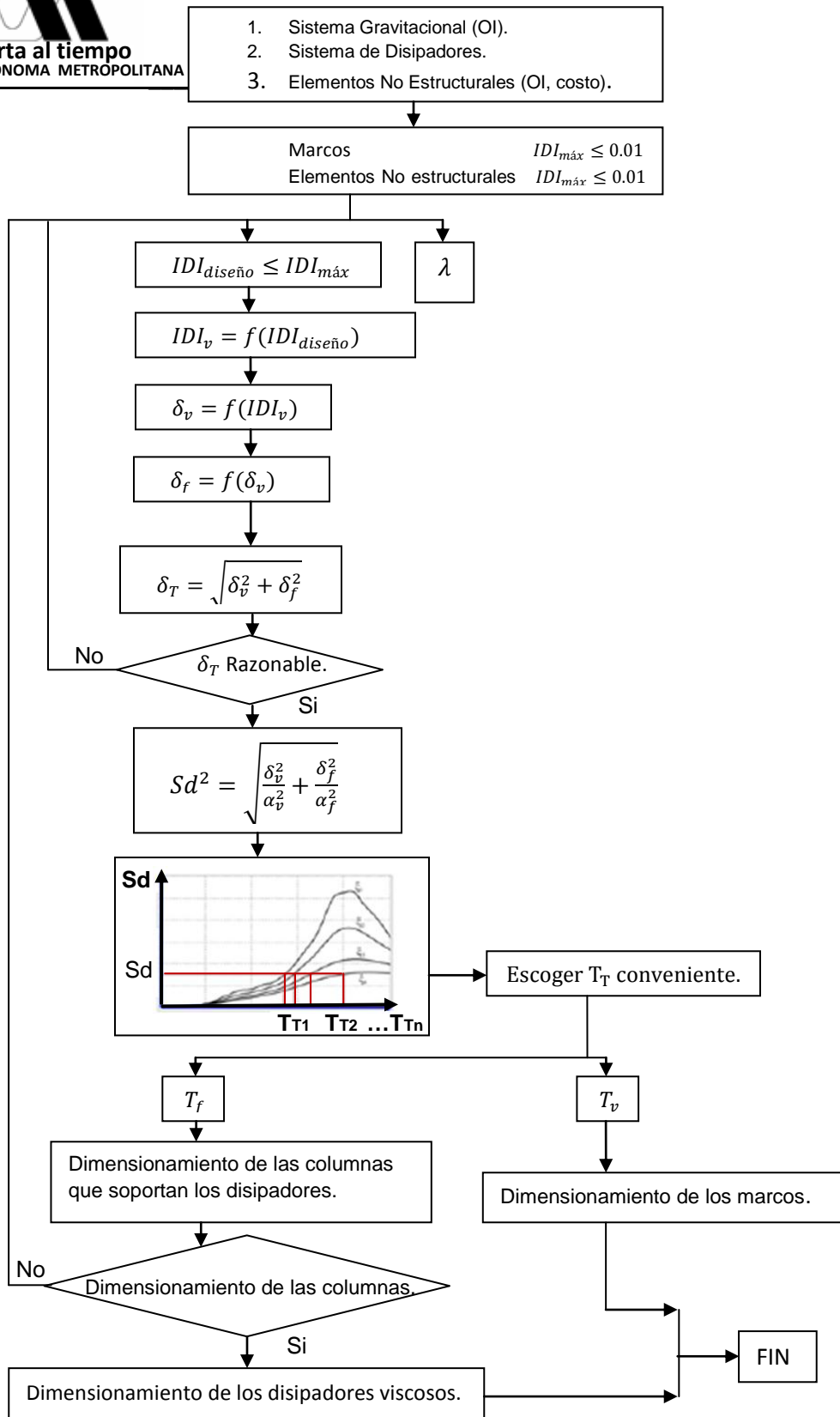


Figura 4.2 Metodología de pre-diseño.

Bajo la consideración de que la componente de deformación a corte en los marcos rígidos es ortogonal (está desfasado en 90 grados) con respecto a la deformación a flexión en el sistema de diagonales viscosas, es posible plantear lo siguiente:

$$IDI_{max}^2 = IDI_v^2 + IDI_f^2 \quad (4.1)$$

donde IDI_v y IDI_f son las distorsiones máximas derivadas del comportamiento global a corte y flexión del sistema estructural. Considere el siguiente cociente de distorsiones:

$$\lambda^2 = \frac{IDI_v^2}{IDI_f^2} \quad (4.2)$$

Para valores dados de λ e IDI_{max} , las Ecuaciones 4.1 y 4.2 resultan en:

$$IDI_v^2 = \frac{\lambda^2 IDI_{max}^2}{\lambda^2 + 1} \quad (4.3)$$

Una vez que se establece el valor de IDI_v , es posible estimar el umbral de diseño para el desplazamiento global a corte (δ_v):

$$\delta_v = \frac{IDI_v H}{COD} \quad (4.4)$$

donde: H es la altura total del edificio y COD un coeficiente de distorsión que considera que la distorsión de entrepiso no es constante en toda la altura del edificio. El valor de COD depende tanto de la ductilidad que desarrolla el sistema estructural como de su distribución de rigidez lateral en altura. Con base en los trabajos hechos por Qi y Moehle (1991), Bertero et al. (1991) y Terán (2004), se sugiere el uso de los valores de COD indicados en la Tabla 4.1. Note que a un sistema regular en términos de su rigidez lateral en altura que permanezca elástico le corresponde un COD de 1.2.

Tabla 4.1 Valores del coeficiente de distorsión.

Ductilidad Global	Distribución de rigidez a través de la altura		
	Regular	Irregular	Altamente Irregular
1	1.2	1.5	>1.5
2+	1.5	≥ 2.0	>2.0

Una vez obtenido el umbral de desplazamiento de azotea por corte, es posible estimar el respectivo umbral para el comportamiento global a flexión bajo la consideración de que el cociente de desplazamientos de azoteas para los comportamientos globales de corte y flexión siguen una relación similar a la planteada por la Ecuación 4.2 para las distorsiones de entrepiso:

$$\delta_f = \frac{\delta_v}{\lambda^2} \quad (4.5)$$

Con base en estudios llevados a cabo por Coeto y Terán (2002), se sugiere utilizar valores de λ cercanos a uno.

Una vez que se estiman los umbrales δ_v y δ_f , es posible estimar, bajo la consideración de ortogonalidad de estos desplazamientos, el umbral de diseño para el desplazamiento máximo de azotea:

$$\delta_T = \sqrt{\delta_v^2 + \delta_f^2} \quad (4.6)$$

Si el valor del desplazamiento máximo de azotea se considera razonable y por tanto, aceptable, se plantea la estimación de las propiedades estructurales globales para el sistema estructural, que en caso aquí planteado son su periodo fundamental de vibración (T_T) y su porcentaje de amortiguamiento crítico (ξ_T). Estas propiedades se determinan, conforme a lo mostrado en la Figura 4.1, a partir del uso de espectros de diseño.

Para ello se utilizan los valores de α_v y α_f propuestos incluidos en la Tabla 4.2 para convertir el desplazamiento de azotea a aquel correspondiente a un modelo de un grado de libertad para el sistema estructural del edificio:

$$S_{dmax} = \sqrt{\frac{\delta_v^2}{\alpha_v^2} + \frac{\delta_f^2}{\alpha_f^2}} \quad (4.7)$$

Una vez establecido el valor máximo para el desplazamiento del edificio como un grado de libertad, es posible establecer, conforme a lo que se muestra en la Figura 4.1, varios posibles valores para T_T a partir del uso de espectros elásticos para diferentes porcentajes de amortiguamiento crítico. Esto permite establecer varias combinaciones de T_T y ξ_T que pueden ser usadas para el diseño de los marcos rígidos y los dispositivos viscosos. El diseñador debe elegir una combinación que le parezca razonable, y proseguir con el diseño local del sistema estructural.

Una vez establecido el valor del periodo a utilizar para el prediseño local de la edificación (T_T), se estiman los valores de periodo correspondientes a las componentes globales de deformación a corte y flexión (T_v y T_f , respectivamente). Considerando que la rigidez a corte la aportan los marcos rígidos, y que la rigidez a flexión la aporta el sistema de diagonales viscosas, es posible adaptar el modelo de Coeto bajo la consideración que estas dos componentes están desfasadas noventa grados (son ortogonales):

$$K_T^2 = K_v^2 + K_f^2 \quad (4.8)$$

Tabla 4.2 Valores de α_v y α_f

Niveles	Corte (α_v)	Flexión (α_f)
	$\mu=1$	
1	1.00	1.00
2	1.20	1.20
3	1.30	1.30
4	1.35	1.35
5	1.40	1.40
10	1.40	1.50
15	1.40	1.55
20+	1.40	1.60

Bajo estas circunstancias:

$$T_v = \sqrt[4]{1 + \left(\frac{Sd_v}{Sd_f}\right)^2} T_T \quad (4.9)$$

$$T_f = \sqrt[4]{\frac{1 + \left(\frac{Sd_v}{Sd_f}\right)^2}{\left(\frac{Sd_v}{Sd_f}\right)^2}} T_T \quad (4.10)$$

Una vez establecidos los valores de T_v y T_f se procede al dimensionado de las vigas y columnas de los marcos rígidos y de las columnas que soportan las diagonales viscosas. Para ello, primero es necesario establecer una distribución en altura para las fuerzas laterales del edificio:

$$F_i = \frac{(W_i H_i)^k}{\sum (W_i H_i)^k} V_b \quad (4.11)$$

donde: F_i es la fuerza lateral que le corresponde al i -ésimo nivel, y W_i y H_i su peso y altura medida con respecto de la base. V_b es un cortante basal que para propósito del predimensionado puede asumir un valor cualquiera. Para el caso de edificios de donde los efectos globales a flexión no puedan ser despreciados, es recomendable utilizar k de 2 para capturar el efecto de modos superiores (Miranda 2002).

Con los cortantes de entrepiso correspondientes a las fuerzas laterales estimadas con la Ecuación 4.11, es posible estimar las rigideces a flexión que deben tener las vigas y columnas para que los marcos rígidos exhiban un periodo fundamental a vibración igual a T_v . Para ello puede considerarse el método del portal conforme a lo que se discute en Teran

y Bertero (1993). En particular y conforme a lo discutido por estos investigadores, el desplazamiento relativo que sufre el entrepiso de un marco rígido regular (Δ_{vi}) puede estimarse como:

$$\Delta_{vi} = \frac{V_i h_i^2}{12E(N_c - 1)} \left(\frac{L}{I_{bi}} + \frac{h_i}{I_{ci}} \right) \quad (4.12)$$

donde: V_i es la fuerza cortante que actúa en ese entrepiso (la cual se estima a partir de las fuerzas laterales establecidas con la Ecuación 4.11), h_i es la altura del entrepiso, L el claro total de una crujía, E el Módulo de Young del material con que se fabrican las vigas y columnas, N_c el número de columnas ubicadas en el entrepiso, e I_{bi} e I_{ci} los momentos de inercia de vigas y columnas, respectivamente. Es importante mencionar que la Ecuación 4.12 sólo aplica a marcos planos cuyas crujías tengan la misma longitud, cuyas vigas ubicadas en un entrepiso sean iguales entre sí, y cuyas columnas ubicadas en el mismo entrepiso también sean iguales entre sí.

En la Ecuación 4.12, el término $\frac{L}{I_{bi}}$ caracteriza la componente de distorsión debida a la deformación a flexión de las vigas, y el término $\frac{h_i}{I_{ci}}$ la componente de distorsión debida a la deformación a flexión de las columnas. Conforme a lo discutido por Terán y Bertero (1993), la deformación lateral de un marco rígido normalmente se caracteriza porque la deformación lateral de entrepiso producto de la deformación de las vigas esta cercana a tres veces aquella debida a la deformación de las columnas. Bajo estas circunstancias:

$$\frac{L}{I_{bi}} = 3 \frac{h_i}{I_{ci}} \rightarrow I_{ci} = \frac{3h_i I_{bi}}{L} \quad (4.13)$$

El dimensionado de vigas y columnas se establece a partir de definir un distribución inicial en altura para los valores de I_{bi} . Al principio, la única condición que deben cumplir los valores de I_{bi} es que sean proporcionales en altura a los valores de V_i . Una vez establecidos los valores iniciales para I_{bi} , es posible establecer valores de I_{ci} con la Ecuación 4.13, y valores de Δ_{vi} con la Ecuación 4.12.

Una vez que se tienen los valores de Δ_{vi} es posible estimar el valor inicial para T_v conforme a lo siguiente:

$$T_{vini} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \Delta_{vi}^2}{g \sum F_i \Delta_{vi}}} \quad (4.14)$$

donde: T_{vini} es un estimado inicial para el valor del periodo fundamental de vibración que exhiben los marcos rígidos, y F_i y Δ_{vi} los valores de las fuerzas laterales y desplazamientos relativos de entrepiso, respectivamente.

Dado que es muy probable que el valor requerido para T_v no coincida con el valor de T_{vini} , es necesario establecer un factor de corrección:

$$F_{cv} = \left(\frac{T_{vini}}{T_v} \right)^2 \quad (4.15)$$

Los momentos de inercia requeridos para el dimensionado de vigas y columnas se obtienen al multiplicar los valores inicialmente contemplados para I_{ci} e I_{bi} por el factor de corrección estimado con la Ecuación 4.15. En particular, los valores corregidos de I_{bi} e I_{ci} se utilizan para seleccionar perfiles comerciales para vigas y columnas, respectivamente (en el caso de elementos de concreto reforzado, dichos valores pueden utilizarse para definir el peralte y ancho de vigas y columnas, respectivamente).

Una vez dimensionadas las vigas y columnas, se formula un modelo refinado de análisis no lineal para los marcos rígidos, y se revisa que el periodo fundamental de vibración de los marcos (T_{real}) tenga un valor cercano a T_v . En caso de ser necesario, se refina el dimensionado de vigas y columnas con el objetivo de que dicho periodo se aproxime de manera razonable al valor de T_v .

El dimensionado de las columnas de soporte para los amortiguadores viscosos se basa en el valor de T_f . Para el cálculo de los desplazamientos laterales debidos a la deformación axial de dichas columnas (componente de deformación global de flexión), se aplicó el método de Newmark a un modelo del sistema de diagonales que lo idealiza como una viga en voladizo cuya rigidez a flexión está dada exclusivamente por sus columnas de soporte.

A partir de lo discutido por Coeto (2009) y Coeto y Terán (2002), se estiman las deflexiones de una viga en voladizo como la mostrada en la Figura 4.3a a partir de una viga conjugada como la mostrada en la Figura 4.3b. A partir de los diagramas de cortante y momento flexionante en la viga conjugada, se estiman las distorsiones de entrepiso derivadas del comportamiento global a flexión del sistema de diagonales. La Figura 4.4 muestra algunos ejemplos que ilustran como el área de las columnas de soporte define el momento de inercia de la viga en voladizo.

El dimensionado de las columnas de soporte se establece a partir de definir una distribución en altura para los valores del área de su sección transversal (A_{csi}). Inicialmente, la única condición que deben cumplir los valores de A_{csi} es que sean proporcionales en altura a los valores del momento de volteo producido por las fuerzas F_i . Una vez establecidos los valores iniciales para A_{csi} , es posible establecer el desplazamiento relativo para el i -ésimo entrepiso producto de la deformación axial de las columnas de soporte (Δ_{fi}) conforme a lo planteado por Coeto y Terán (2012) y la Figura 4.3.

Una vez que se tienen los valores de Δ_{fi} es posible estimar el valor inicial para T_f conforme a lo siguiente:

$$T_{f ini} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \Delta_{fi}^2}{g \sum F_i \Delta_{fi}}} \quad (4.16)$$

donde $T_{f\text{ini}}$ es un estimado para el valor del periodo fundamental de vibración que exhibe el sistema de diagonales, y F_i y Δ_{fi} los valores de las fuerzas laterales y desplazamientos relativos de entrepiso estimados conforme a las Ecuaciones 4.12 y el modelo mostrado en la Figura 4.3.

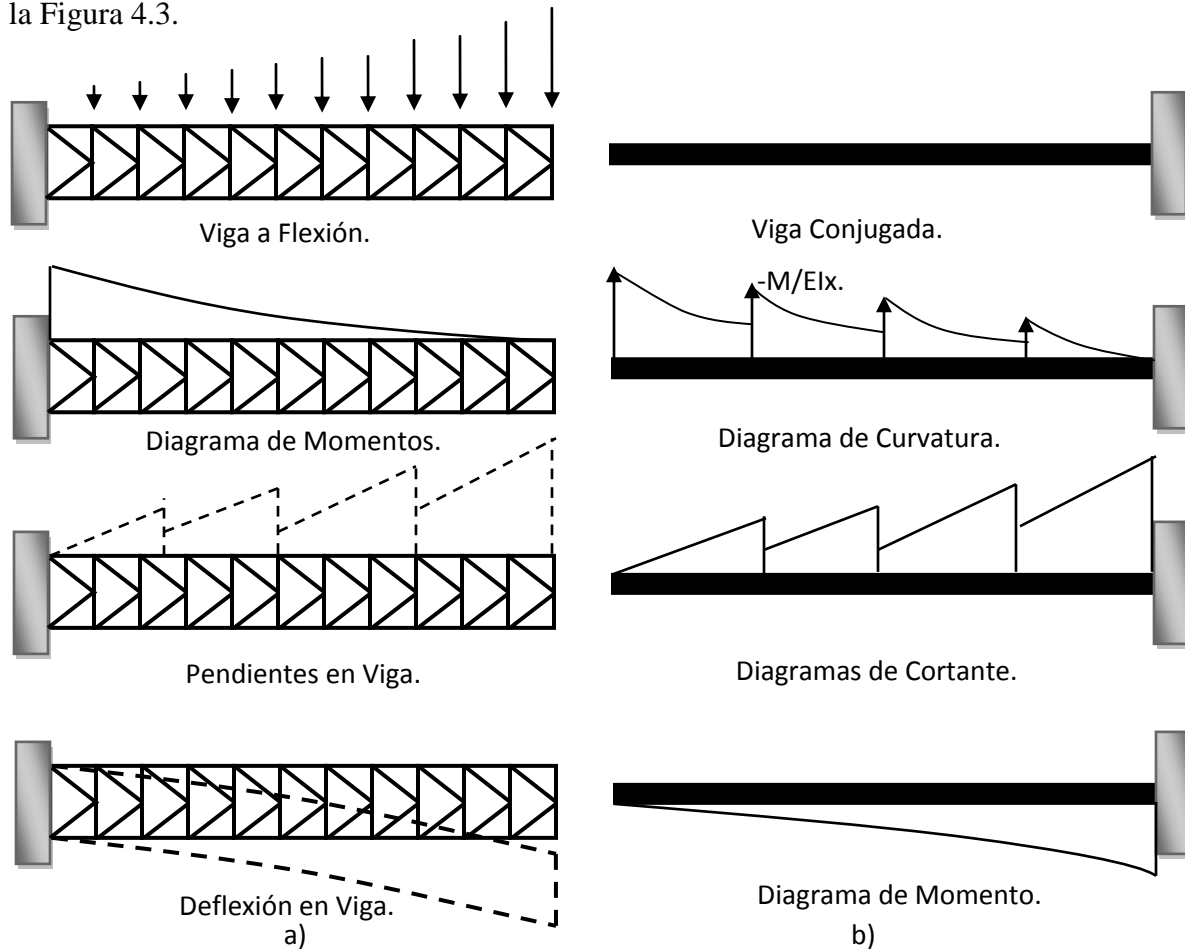


Figura 4.3 a) Modelo a flexión de un edificio y b) viga en voladizo.

Dado que es muy probable que el valor requerido para T_f no coincida con el valor de $T_{f\text{ini}}$, es necesario establecer un factor de corrección:

$$F_{cf} = \left(\frac{T_{f\text{ini}}}{T_f} \right)^2 \quad (4.17)$$

Las áreas requeridas para el dimensionado de las columnas de soporte se obtienen al multiplicar los valores inicialmente contemplados para A_{csi} por el factor de corrección estimado con la Ecuación 4.17. En particular, los valores corregidos de A_{csi} se utilizan para seleccionar perfiles estructurales comerciales para las columnas de soporte (en el caso de elementos de concreto reforzado, dichos valores pueden utilizarse para definir las dimensiones de las columnas).

Una vez dimensionadas las columnas de soporte, se actualiza el modelo refinado de análisis no lineal para los marcos rígidos.

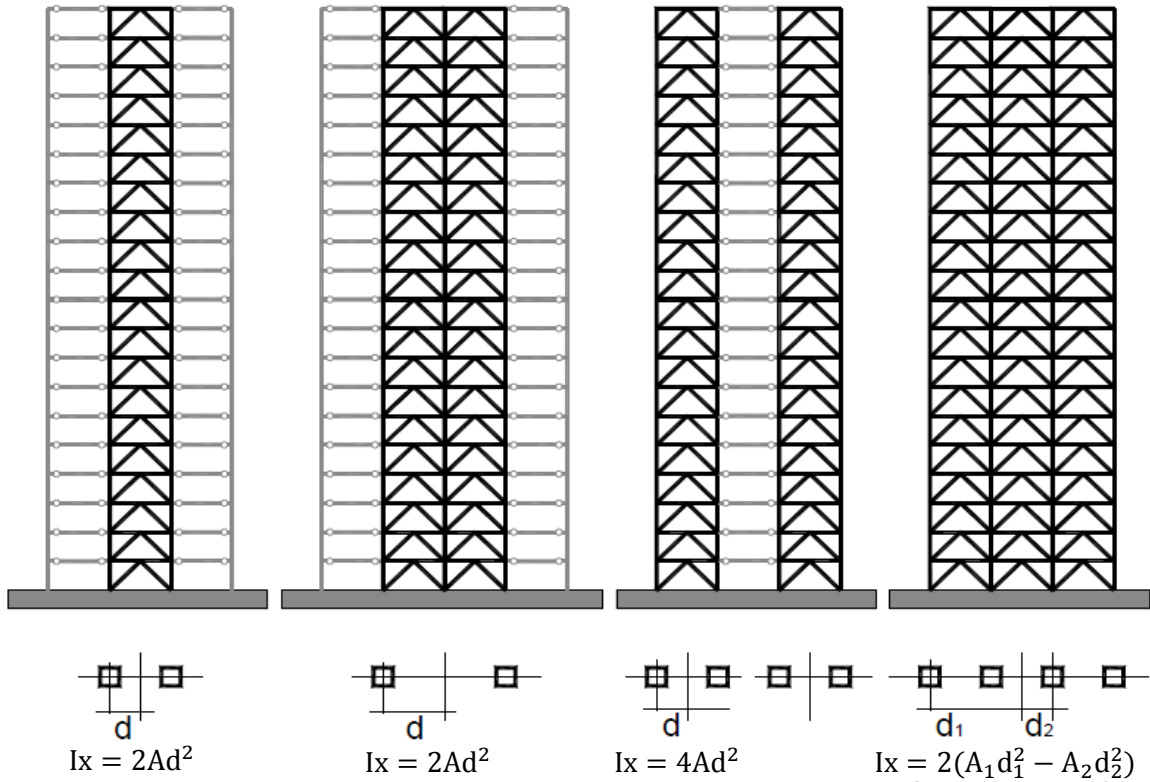


Figura 4.4 Rigidez a flexión de sistemas de contravientos

Finalmente se añaden los dispositivos viscosos al modelo de análisis no lineal de los marcos rígidos. Dichos dispositivos se apoyan en las columnas de soporte (en esta tesis se usa, conforme lo que ilustra la Figura 4.4, una configuración de *V invertida* para los dispositivos viscosos).

En función del valor de T_{real} se estima la frecuencia dominante esperada para las vibraciones del sistema estructural durante la excitación sísmica de diseño. Para ello, se utiliza la propuesta de Recoder (2011):

$$\omega = \begin{cases} \frac{2\pi}{T_{real}} & \text{si } T_{real} < T_g \\ \frac{2\pi}{T_g} & \text{si } T_{real} \geq T_g \end{cases} \quad (4.18)$$

donde T_g es el periodo dominante del terreno.

El valor de ω establece la frecuencia de vibración a la que estarán trabajando los dispositivos viscosos, y permite estimar de manera aproximada y de acuerdo a las indicaciones del fabricante, el módulo de almacenamiento de los dispositivos. Finalmente, la rigidez axial asignada a las diagonales viscosas se estima en función de su módulo de almacenamiento. Dentro del contexto planteado para esta tesis, tanto los valores de T_{real} (edificios donde los efectos globales a flexión no pueden ser despreciados) como de T_g (suelos blandos ubicados en el Distrito Federal) son lo suficientemente grandes como para que ω este en un rango de valores que implique una rigidez axial prácticamente nula para los dispositivos. (Recoder 2011).

En términos de su capacidad de disipación de energía, se asigna, conforme a una matriz de amortiguamiento de Rayleigh, un porcentaje de amortiguamiento crítico de 2% a los dos primeros modos de vibrar de los marcos rígidos con las columnas de soporte. Las propiedades en términos de amortiguamiento de las diagonales se establecen de tal manera que el porcentaje de amortiguamiento crítico para el periodo fundamental de vibración del sistema estructural con las diagonales sea igual a ξ_T . En términos de la variación en altura de las propiedades de los amortiguadores, se establece que dentro de las restricciones prácticas del proyecto, su capacidad de disipación de energía varíe en altura de manera proporcional a como lo hace el cortante de entrepiso.

Finalmente, se sujeta el modelo de análisis no lineal del sistema estructural completo al movimiento sísmico de diseño, y se revisa que las demandas de deformación local y global sean congruentes con el planteamiento de diseño. En particular, se evalúan las distorsiones de entrepiso y las rotaciones plásticas en vigas y columnas de los marcos rígidos. En cuanto a las distorsiones, se revisa que estas no excedan su umbral de diseño. En el caso de las rotaciones plásticas, se revisa que estas no excedan de un valor que comprometa la ocupación inmediata de los marcos. Además, se establecen los ciclos histeréticos de los dispositivos viscosos para que junto con el valor de ω se consulte al proveedor para definir el tipo de dispositivos que deben utilizarse en el proyecto. En caso de que sea necesario, será necesario ajustar las propiedades de vigas y columnas (incluidas las de soporte) o de los dispositivos viscosos para que la versión preliminar del sistema estructural se ajuste a los objetivos de diseño. (Recoder 2011).

5. EJEMPLO DE USO

Este capítulo ilustra el uso de la metodología planteada en el capítulo 4. En resumen, se presenta la configuración de un edificio de veinticuatro pisos estructurado con base en marcos rígidos de acero y un sistema de diagonales viscosas. Se lleva a cabo el diseño preliminar del edificio con la metodología basada en desplazamientos tras lo cual se evalúa su desempeño sísmico.

5.1 Descripción general del edificio por diseñar

El edificio se considera ubicado en la Zona *IIIb* del Distrito Federal, la cual se ubica dentro de la Zona del Lago. Se plantea que el uso del edificio sea de oficinas, lo que hace que este se clasifique como del Grupo B. El edificio, que consta de veinticuatro niveles sobre el nivel de banqueta, exhibe una planta cuadrada con dimensiones de 45.0 m por lado. El sistema estructural consta de siete marcos en cada dirección principal de análisis. Cada marco posee cuatro crujías centrales de 9.0 m, y dos crujías en los extremos de 4.5 m. La altura total del edificio es de 114.80 m. Mientras que el primer nivel tiene altura de entrepiso de 4.0 m, el segundo y tercer nivel tienen una altura de entrepiso de 5.65 m. El cuarto nivel tiene altura de entrepiso de 6.0 m. Desde el quinto hasta el vigesimosegundo los entrepisos exhiben una altura 4.5 m. Finalmente, el vigesimotercer y último entrepisos tienen una altura de 6.5 m.

Las Figuras 5.1 y 5.2 muestran la configuración estructural y geometría del edificio. Conforme a lo que se muestra en la Figura 5.2, los amortiguadores viscosos se montan con una configuración en *V invertida* en dos crujías de dos de los marcos centrales del edificio. Puede decirse que, conforme a lo mostrado, el sistema de amortiguadores forma un tubo interior encargado de incrementar la capacidad que tiene el edificio para disipar la energía de entrada de la excitación sísmica.

El sistema de piso de cada nivel consta de losas compuestas por láminas acanaladas de acero y una capa de compresión de 5 centímetros de concreto reforzado con malla electro-soldada. La losa está conectada a los patines superiores de vigas secundarias y principales por medio de conectores de corte. El peralte total de la losa desde la parte inferior de la lámina hasta la parte superior de la capa de compresión es de 11.5 cm. El sistema de piso en cada nivel se modeló, con fines de análisis, como un diafragma rígido.

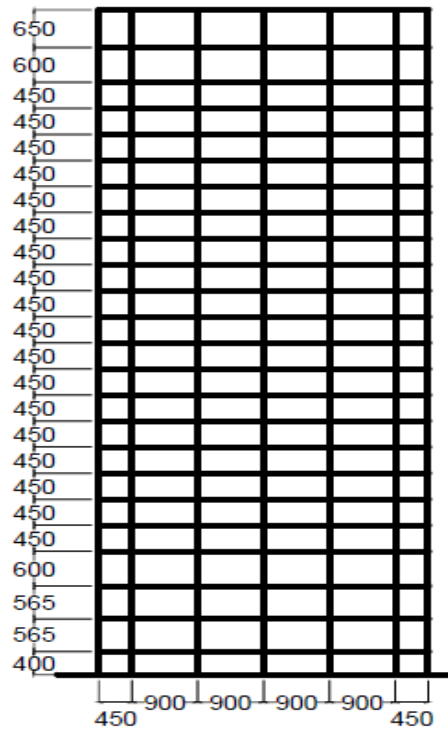


Figura 5.1 Dimensionamiento en altura y en planta

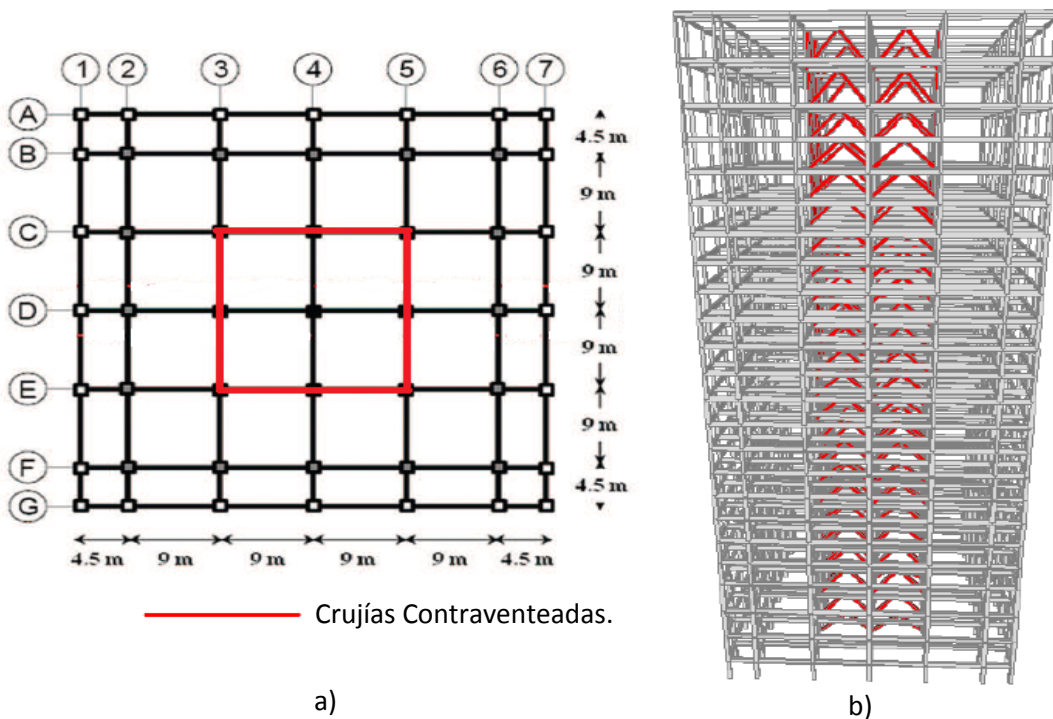


Figura 5.2 Ubicación de dispositivos viscosos en a) planta y b) en altura.

5.2 Cargas Gravitacionales

Los marcos del edificio deben ser capaces de resistir las cargas gravitacionales que, conforme al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, actúan en ellos. Se diseñó el edificio de tal manera que los siete marcos fueran iguales. La condición de diseño crítica para todos ellos correspondió a las cargas actuantes en los marcos 3, 4 y 5. Las cargas gravitacionales máximas y de diseño que actúan en la losa se resumen en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1 Cargas Gravitacionales de diseño.

	Carga Muerta (ton/m ²)	Carga Viva Máxima (ton/m ²)	Carga Total (ton/m ²)	Carga Total Ultima* (ton/m ²)
PB, N1, N2	1.100	0.350	1.450	2.030
Entrepisos	0.760	0.250	1.010	1.410
Azotea	0.910	0.100	1.010	1.410

*Factor de carga FC=1.4

5.3 Diseño del Sistema Estructural

Conforme a lo discutido en el Capítulo 4 (Figura 4.2), el primer paso de la metodología establece el comportamiento deseado para los diferentes sub-sistemas del edificio. En el caso particular del edificio de veinticuatro pisos, se considera que los marcos rígidos deben garantizar la ocupación inmediata del edificio, y que el daño en los elementos no estructurales sea nulo.

En cuanto a la cuantificación de los umbrales de distorsión de entrepiso, se considera con base en experiencias previas que $IDI_{max} = 0.01$ (Coeto 2009, Teran y Ruiz-García 2010). En términos del sistema no estructural, se consideran muros divisorios de tabla roca que son fijados y clavados a marcos de madera, que a su vez se fijan al sistema estructural de tal manera que sean capaces de acomodar con daño mínimo la distorsión de diseño.

Con la distorsión máxima propuesta se procede al cálculo de la distorsión a corte. Esto requiere asignar un valor al parámetro λ . Conforme a lo discutido por Coeto y Terán (2002), se considera conveniente usar un valor de uno para dicho parámetro. Bajo estas circunstancias, la Ecuación 4.3 resulta:

$$IDI_v^2 = \frac{\lambda^2 IDI_v^2}{\lambda^2 + 1} = \frac{1^2(0.01^2)}{1^2 + 1} = 0.00707 \quad (5.1)$$

y el umbral de diseño para el desplazamiento máximo de azotea queda dado por la Ecuación 4.4:

$$\delta_v = \frac{IDI_v H}{COD} = \frac{0.00707(114.8)}{1.2} = 0.67647m = 67.65 \text{ cm} \quad (5.2)$$

Note que el valor de COD de 1.2 se establece a partir de la Tabla 4.1 bajo la consideración de que el sistema estructural será regular en altura y permanecerá elástico durante la excitación sísmica de diseño.

El desplazamiento máximo de azotea producto del comportamiento global a flexión puede estimarse con la Ecuación 4.5:

$$\delta_f = \frac{\delta_v}{\lambda^2} = \frac{67.647}{1} = 67.65 \text{ cm} \quad (5.3)$$

y el desplazamiento máximo total para la azotea del edificio con la Ecuación 4.6:

$$\delta_T = \sqrt{\delta_v^2 + \delta_f^2} = \sqrt{67.647^2 + 67.647^2} = 95.67 \text{ cm} \quad (5.4)$$

Con la Ecuación 4.7 es posible expresar el desplazamiento máximo de azotea en términos de pseudo-desplazamiento:

$$Sd = \sqrt{S_{dv}^2 + S_{df}^2} = \sqrt{\frac{\delta_v^2}{\alpha_v^2} + \frac{\delta_f^2}{\alpha_f^2}} = \sqrt{\left(\frac{67.647}{1.4}\right)^2 + \left(\frac{67.647}{1.6}\right)^2} = 64.21 \text{ cm} \quad (5.5)$$

donde los valores de α_v y α_f de 1.4 y 1.6, respectivamente, se estiman a partir de lo indicado en la Tabla 2.1 bajo la consideración de que el sistema estructural tiene más de veinte pisos.

Una vez estimado el desplazamiento de azotea del edificio en términos de pseudo-desplazamiento, se establece el valor para el periodo fundamental de vibración del edificio. Para ello es necesario establecer el espectro de diseño de pseudo-desplazamientos. Por un lado, el espectro debe considerar una ductilidad de uno, lo que expresa el objetivo de diseño de que los marcos alcancen el criterio de desempeño de ocupación inmediata a través de mantenerse en su rango elástico de comportamiento.

El valor de ξ_T inicialmente contemplado para el espectro representa el porcentaje de amortiguamiento crítico que se considera puede asignarse al edificio de una manera económicamente aceptable. En esta tesis, se considera inicialmente un porcentaje de amortiguamiento crítico de 10%.

Conforme a lo que se ilustra en la Figura 5.3, el siguiente paso consiste en definir valores aceptables para el periodo fundamental de vibración del sistema estructural a partir del espectro de diseño y el umbral de diseño para el desplazamiento de azotea. El espectro de diseño corresponde a la componente Este-Oeste del movimiento del terreno registrado durante el evento principal de 1985 en la Secretaría de Comunicaciones y Transporte. Note que periodos menores que 2.1 segundos y mayores que 2.9 segundos resultan en que se satisfagan los objetivos de diseño, para el porcentaje de amortiguamiento crítico que se considera. Dado que en términos de economía resulta más económico utilizar un mayor valor para el periodo fundamental de vibración (o menor valor de rigidez lateral), se seleccionó, conforme muestra la Figura 5.4, un T_T de 3.5 segundos. Note que la ordenada espectral que corresponde a este valor de periodo es de 43.4 centímetros, que es menor que el valor de 64.21 centímetros arrojado por la Ecuación 5.5. Bajo consideración de que la estructura debe permanecer elástica y que 43.4 representa el 67% de 64.21, el uso de un periodo de 3.5 segundos implica diseñar para una distorsión máxima de entrepiso de 67% de la considerada inicialmente ($IDI_{max} = 0.67 \times 0.01 = 0.0067$) y para un desplazamiento máximo de azotea de 67% del contemplado en la Ecuación 5.4 ($\delta_T = 0.67 \times 95.67 = 64$ centímetros).

Para estimar los periodos a corte y flexión, primero es necesario corregir las componentes contempladas por la Ecuación 5.5 para el pseudo-desplazamiento:

$$Sd_v = 0.67 \times \frac{\delta_v}{\alpha_v} = 0.67 \times \frac{67.647}{1.4} = 32.4 \text{ cm} \quad (5.6)$$

$$Sd_f = 0.67 \times \frac{\delta_f}{\alpha_f} = 0.67 \times \frac{67.647}{1.6} = 28.3 \text{ cm} \quad (5.7)$$

y con ellas estimar su cociente:

$$\frac{Sd_v}{Sd_f} = \frac{32.4}{28.3} = 1.14$$

Los periodos asociados a los comportamientos globales a corte y flexión del sistema estructural se establecen a partir de la Ecuaciones 4.9 y 4.10, respectivamente:

$$T_v = \sqrt[4]{1 + \left(\frac{Sd_v}{Sd_f}\right)^2} T_T = \left(\sqrt[4]{1 + (1.14)^2}\right) (3.5) = 4.13 \text{ segundos} \quad (5.8)$$

$$T_f = \sqrt[4]{\frac{1 + \left(\frac{Sd_v}{Sd_f}\right)^2}{\left(\frac{Sd_v}{Sd_f}\right)^2}} T_T = \sqrt[4]{\frac{1 + (1.143)^2}{(1.143)^2}} (3.5) = 4.04 \text{ segundos} \quad (5.9)$$

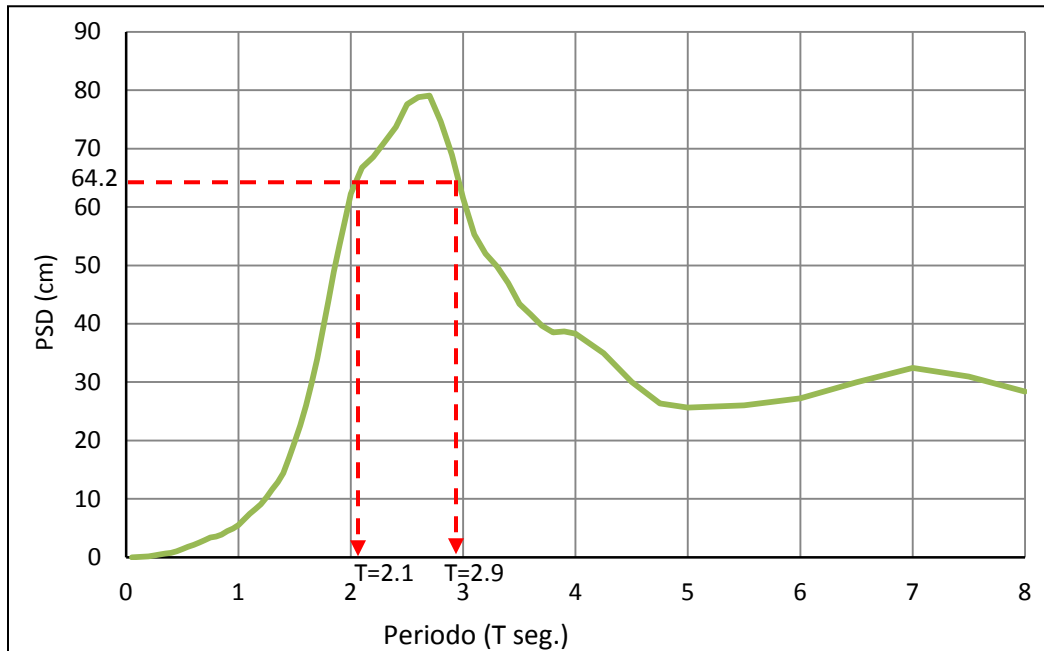


Figura 5.3 Determinación a partir de espectro de diseño ($\zeta_T = 10\%$) de rangos de valores aceptables para el periodo fundamental de vibración para los marcos rígidos

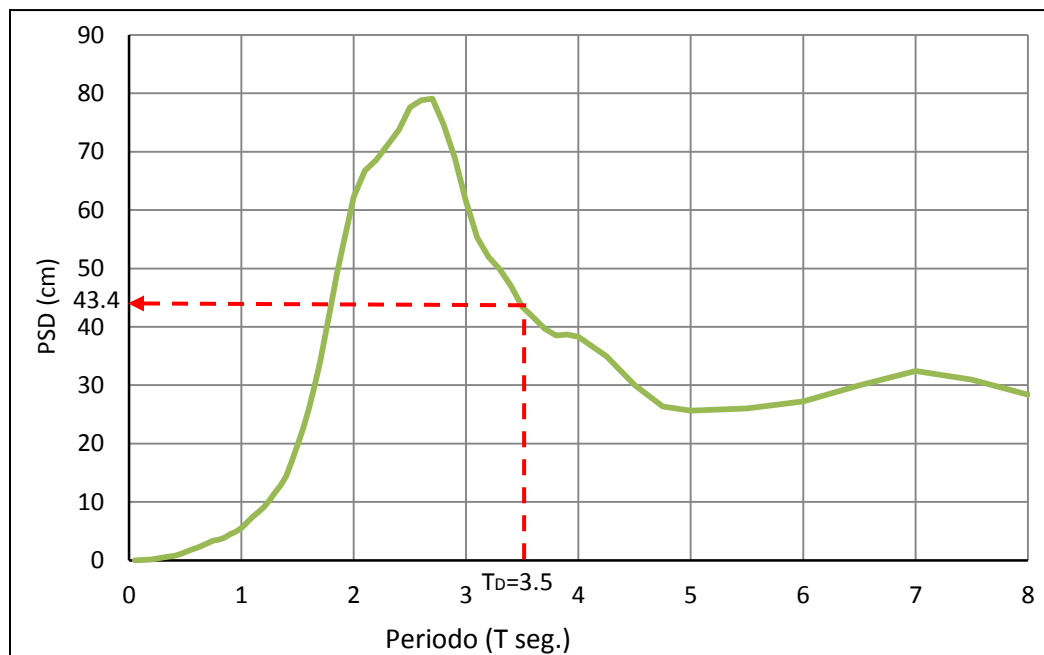


Figura 5.4 Valor seleccionado para periodo fundamental de vibración para los marcos rígidos

Las vigas y columnas de los marcos rígidos se establecen conforme a las Ecuaciones 4.11 a 4.15 y lo discutido en detalle en el Capítulo 4. Para ello se diseñó una hoja de cálculo en EXCEL, y se obtuvieron con ella los momentos de inercia para vigas y columnas resumidas en la Tablas 5.2 y 5.3 (los cálculos contemplaron un valor de k de dos). En la tabla, el letrero *Vigas Internas* se refiere a las vigas ubicadas en la crujías de 9.0 metros, y *Vigas Externas* a las ubicadas en las crujías de 4.5 metros (ver Figura 5.1). Por lo general se consideró un cambio de sección para vigas y columnas cada cuatro pisos, y se utilizó un esfuerzo de fluencia para el acero de 3515 kg/cm^2 que corresponde a una Acero A572 Grado 50. La Figura 5.5 muestra esquemáticamente los perfiles utilizados en cada uno de los siete marcos orientados en cada uno de las direcciones principales de análisis.

Tabla 5.2 Perfiles utilizados para las vigas de los marcos rígidos de acero

Nivel	Momentos de Inercia (m^4)	Perfiles	
		Vigas Internas	Vigas Externas
21-24	0.00082	W24×76	W16×77
17-20	0.00098	W24×94	W16×89
13-16	0.00114	W24×103	W18×86
9-12	0.00131	W24×117	W18×97
7-8	0.00147	W24×131	W21×93
5-6	0.00196	W24×162	W24×94
1-4	0.00245	W27×161	W27×94

Tabla 5.3 Perfiles utilizados para las columnas de los marcos rígidos de acero

Nivel	Momentos de Inercia (m^4)	Perfiles
15-24	0.00163	HSS 24×24 (1/2)
11-14	0.00196	HSS 24×24 (5/8)
7-10	0.00262	HSS 26×26
5-6	0.00327	HSS 28×28
1-4	0.00409	HSS 30×30

Una vez que se tienen disponibles los perfiles de los elementos estructurales de los marcos rígidos, es necesario revisar que cumplan con criterios de diseño por capacidad (como el de viga débil y columna fuerte) para luego plantear un modelo de análisis no lineal y hacer un análisis bajo cargas gravitacionales. Para ello se utilizó el programa DRAIN 2DX (Prakash et al. 1993). El modelo contempló tres marcos diferentes, uno para modelar los dos marcos perimetrales, otro para modelar los tres marcos centrales, y un tercero para modelar los dos marcos intermedios (que son los que se encuentran entre los marcos perimetrales y los centrales).

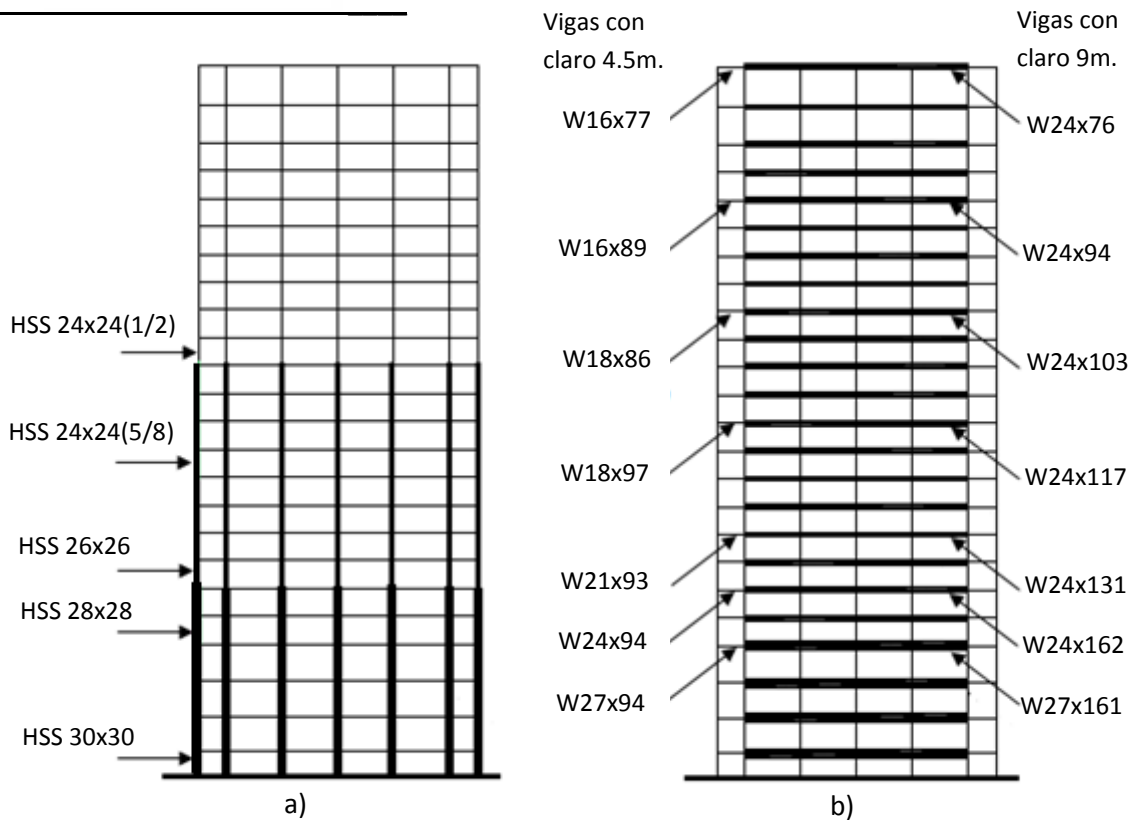


Figura 5.5 Perfiles en marco rígido de acero: a) Columnas, b) Vigas.

A las vigas de los marcos se asignó un comportamiento elasto-plástico perfecto. En el caso de las columnas, se consideró el mismo tipo de comportamiento y la interacción carga axial-momento flexionante. Las Figuras 5.6 y 5.7 resumen las consideraciones de modelado hechas para las articulaciones plásticas de vigas y columnas. Para la estimación de las propiedades estructurales se utilizaron las propiedades esperadas de los materiales estructurales. En particular, el esfuerzo esperado de fluencia se estimó al incrementar en 10% el esfuerzo nominal de fluencia (FEMA 356 Nov. 2000). Las columnas del primer piso se modelaron como empotradas en la base.

Se consideró la contribución de la losa a la resistencia y rigidez de la vigas a través de asignarle a cada una de ellas un ancho efectivo de losa que trabaja en conjunto con la sección de acero. El ancho efectivo se estimó considerando los criterios de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC 2004). Se usó el mismo ancho tanto para momento negativo como para momento positivo. Las Figuras 5.8 y 5.9 resumen las secciones utilizadas para estimar las propiedades estructurales de las vigas para flexión positiva y negativa, respectivamente. Para flexión positiva, los cálculos consideraron un área equivalente de acero para modelar la losa. En el caso de flexión negativa, se consideró la participación de la losa-acero y de

las varillas de refuerzo en la parte superior de la losa para el cálculo de las propiedades estructurales de las vigas.

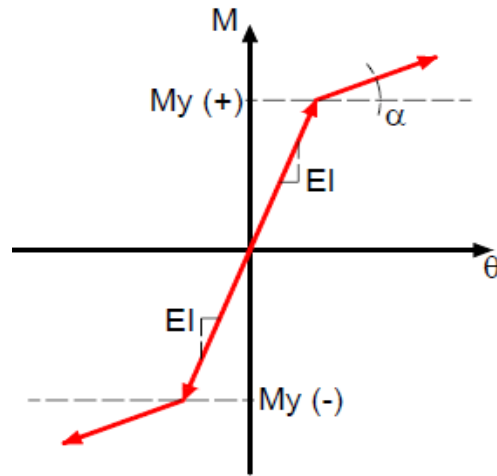


Figura 5.6 Comportamiento de articulación plástica en vigas

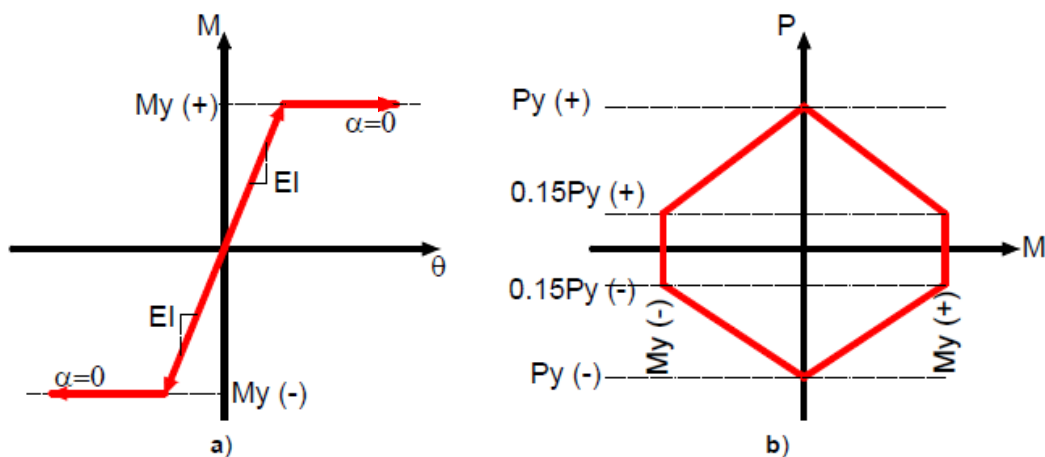


Figura 5.7 Comportamiento de articulación plástica en columnas: a) Momento-curvatura; b) Interacción axial-flexión.

Las Tablas 5.4 a 5.7 resumen las propiedades estructurales asignadas a los perfiles estructurales para el modelado de los marcos rígidos. En ellas A y I_x denotan el área y momento de inercia de la sección transversal. Además, $M_y(+/-)$ denota el momento plástico de la sección de acero, y $M_y(+)$ y $M_y(-)$ los momentos plásticos de fluencia positivo y negativo, respectivamente, bajo consideración de la contribución de la losa. Finalmente, α denota la relación entre la pendiente post-fluencia y la pendiente elástica.

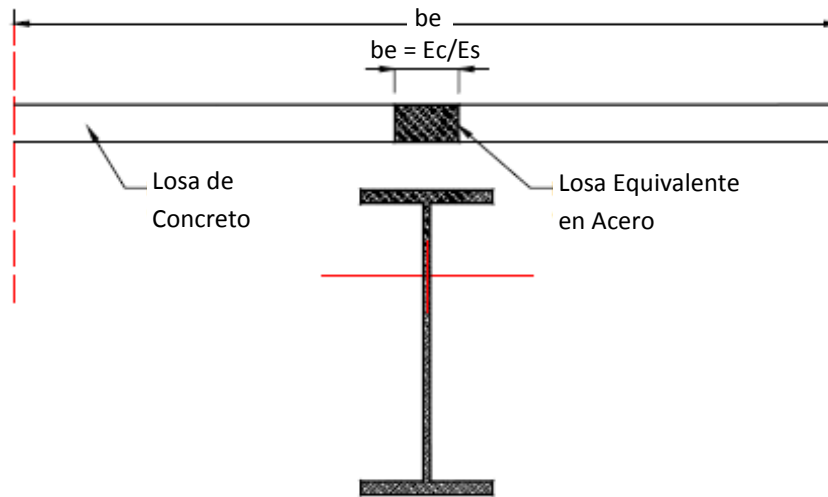


Figura 5.8 Sección compuesta de viga, momento positivo

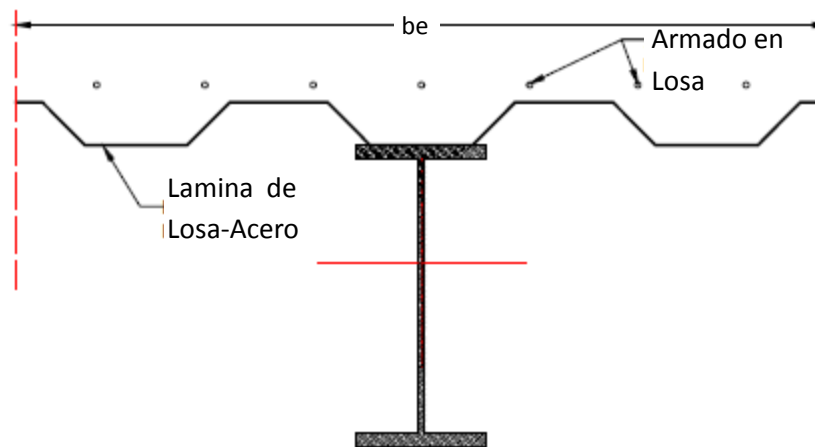


Figura 5.9 Sección compuesta de viga, momento negativo

Tabla 5.4 Propiedades de rigidez de las vigas externas

Nivel	Sección	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)
21-24	W16X77	145	45814
17-20	W16X89	169	54110
13-16	W18X86	163	63683
9-12	W18X97	184	72841
7-8	W21X93	176	86160
5-6	W24X94	179	112385
1-4	W27X94	179	136108

Tabla 5.5 Propiedades de rigidez de las vigas internas

Nivel	Sección	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)
21-24	W24X 76	145	87409
17-20	W24X 94	179	112383
13-16	W24X103	195	124869
9-12	W24X117	222	147346
7-8	W24X131	248	167325
5-6	W24X162	308	215192
1-4	W27X161	306	261393

Tabla 5.6 Propiedades de resistencia de las vigas externas

Nivel	Sección	My(+,-) s/losa ton.m	My(+) c/losa ton.m	My(-) c/losa ton.m	A
21-24	W16X77	84	101	91	0.015
17-20	W16X89	98	117	105	0.015
13-16	W18X86	105	123	111	0.015
9-12	W18X97	119	138	125	0.015
7-8	W21X93	121	146	132	0.015
5-6	W24X94	141	167	151	0.015
1-4	W27X94	154	183	164	0.015

Tabla 5.7 Propiedades de resistencia de las vigas internas

Nivel	Sección	My(+,-) s/losa ton.m	My(+) c/losa ton.m	My(-) c/losa ton.m	α
21-24	W24X 76	111	156	134	0.015
17-20	W24X 94	141	188	164	0.015
13-16	W24X103	155	204	179	0.015
9-12	W24X117	185	229	203	0.015
7-8	W24X131	208	253	227	0.015
5-6	W24X162	262	311	281	0.015
1-4	W27X161	288	340	307	0.015

Las Tablas 5.8 y 5.9 resumen las propiedades estructurales asignados a los perfiles usados para las columnas para plantear el modelo no lineal para los marcos rígidos. Parte de la notación utilizada en dichas tablas es similar a la utilizada para los perfiles de las vigas.

Además, A_v denota el área de corte (área del alma), y P_{yT} y P_{yC} la resistencias a fuerza axial a tensión y compresión.

Tabla 5.8 Propiedades de rigidez de las columnas

Nivel	Sección	L (cm)	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	A _v (cm ²)
24	HSS24x24(1/2)	650	299	176482	299
23	HSS24x24(1/2)	600	299	176482	299
14-22	HSS24x24(1/2)	450	299	176482	299
11-13	HSS24x24(5/8)	450	370	215608	370
7-10	HSS26x26	450	403	276794	403
5-6	HSS28x28	450	435	347969	435
4	HSS30x30	600	467	428718	467
2-3	HSS30x30	565	467	428718	467
1	HSS30x30	400	467	428718	467

Tabla 5.8 Propiedades de resistencia de las columnas

Nivel	Sección	L (cm)	My(+,-)	PyT	PyC	A
24	HSS24x24(1/2)	650	257	1157	948	0
23	HSS24x24(1/2)	600	257	1157	953	0
14-22	HSS24x24(1/2)	450	257	1157	967	0
11-13	HSS24x24(5/8)	450	315	1432	1195	0
7-10	HSS26x26	450	372	1557	1303	0
5-6	HSS28x28	450	435	1681	1410	0
4	HSS30x30	600	503	1806	1505	0
2-3	HSS30x30	565	503	1806	1508	0
1	HSS30x30	400	503	1806	1522	0

Una vez establecido el modelo de análisis no lineal, se llevó a cabo un análisis bajo carga gravitacional, y se revisó que los marcos fueran capaces de bajar el peso del edificio. Una vez revisada la capacidad de los marcos rígidos, se procedió al dimensionado de las columnas de soporte de las diagonales viscosas. Conforme a lo comentado, esto se hace bajo las mismas consideraciones que se usan para dimensionar las vigas y columnas de los marcos rígidos. En particular, se programó la metodología de Coeto (ver la Figura 4.4) en una hoja de EXCEL y se usó la Ecuación 4.16 para llegar al dimensionado final de las columnas de soporte. La Figura 5.10 muestra las columnas de soporte bajo consideración para el sistema estructural del edificio de veinticuatro pisos. Las Tablas 5.9 y 5.10 muestran las secciones utilizadas para las columnas de soporte y las propiedades estructurales asignadas a ellas dentro del modelo de análisis no lineal. La Figura 5.11 muestra esquemáticamente los perfiles utilizados en cada uno de los dos marcos orientados en cada una de las direcciones principales de análisis que reciben las diagonales viscosas.

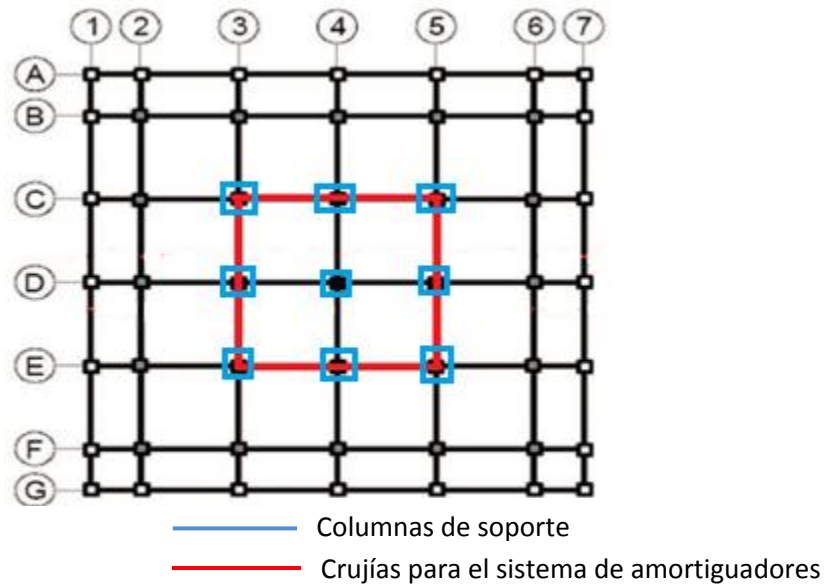


Figura 5.10 Posición del diagonales viscosas y columnas de soporte

Tabla 5.9 Propiedades de rigidez de las columnas de soporte

Nivel	Sección	L (cm)	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	A _v (cm ²)	td (cm)
24	HSS24x24	650	303	180141	303	1.27
23	HSS24x24	600	303	180141	303	1.27
21-22	HSS24x24	450	303	180141	303	1.27
17-20	HSS24x24	450	303	180141	303	1.27
13-16	HSS24x24	450	594	338257	594	2.54
9-12	HSS26x26	450	948	614410	948	3.81
5-8	HSS28x28	450	1185	882258	1185	4.45
4	HSS30x30	600	1610	1342047	1610	5.72
2-3	HSS30x30	565	1610	1342047	1610	5.72
1	HSS30x30	400	1610	1342047	1610	5.72

Tabla 5.10 Propiedades de resistencia de las columnas de soporte

Nivel	Sección	L (cm)	M _y (+,-)	P _{yT}	P _{yC}	α	td (cm)
24	HSS24x24	650	263	1172	961	0	1.27
23	HSS24x24	600	263	1172	966	0	1.27
21-22	HSS24x24	450	263	1172	979	0	1.27
17-20	HSS24x24	450	263	1172	979	0	1.27
13-16	HSS24x24	450	493	2295	1915	0	2.54
9-12	HSS26x26	450	827	3667	3067	0	3.81
5-8	HSS28x28	450	1103	4584	3842	0	4.45
4	HSS30x30	600	1566	6225	5175	0	5.72
2-3	HSS30x30	565	1566	6225	5188	0	5.72
1	HSS30x30	400	1566	6225	5239	0	5.72

*R_y=1.1, f_y=3515 kg/cm², td espesor de las placas.

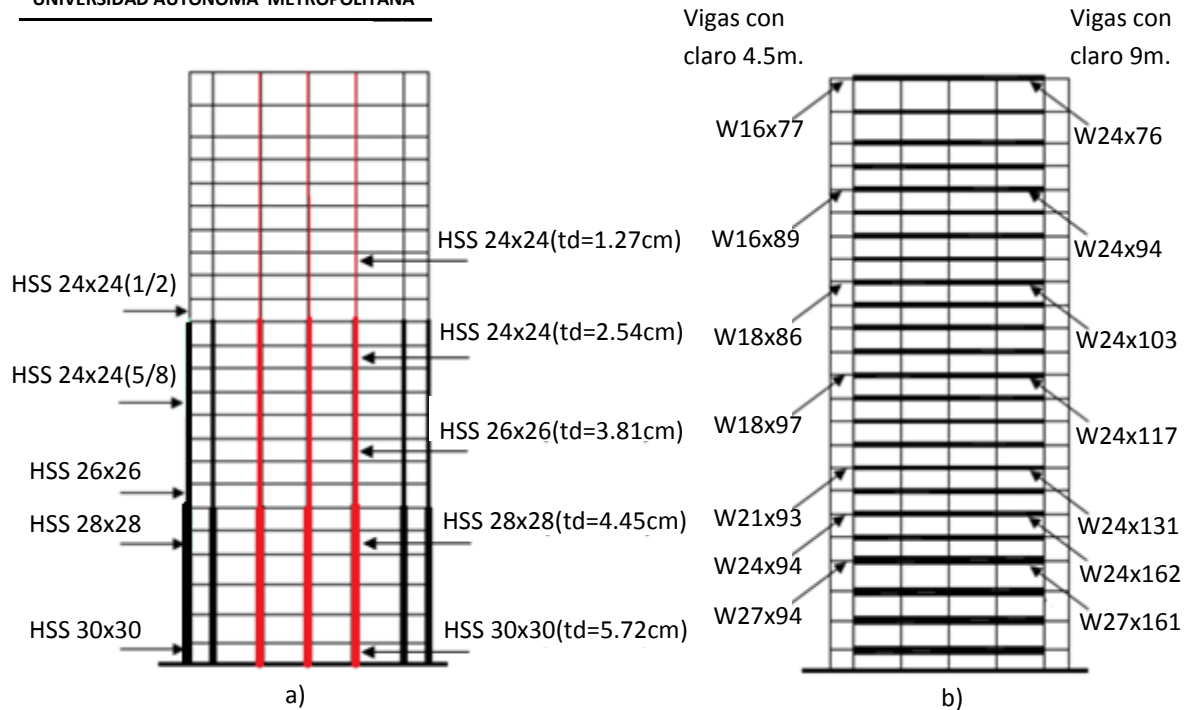


Figura 5.11 Perfiles en la edificación: a) Columnas y Columnas de soporte y b) Vigas.

Con el modelo de análisis no lineal formulado para el programa DRAIN 2DX se estimó un periodo fundamental de vibración cercano a los 4.2 segundos para el sistema estructural. Es importante hacer notar que dado que la componente global a flexión no se activa hasta que el sistema estructural empieza a moverse, el valor de 4.2 segundos corresponde a los marcos rígidos o, en otras palabras, al valor de T_v . Note que el valor de diseño obtenido para este periodo fue de 4.1 (Ecuación 5.8), de tal manera que se consideró exitoso el prediseño por rigidez de los marcos rígidos.

Una vez que se tuvo el dimensionado definitivo de vigas y columnas, y de las columnas de soporte, se procedió añadir al modelo de análisis no lineal las diagonales viscosas. Conforme a lo discutido con anterioridad, inicialmente se asignó a los dos primeros modos de vibrar de los marcos de acero 2% de amortiguamiento crítico, y las propiedades asignadas a las diagonales viscosas, cuya rigidez axial fue muy cercana a cero, fueron tales que el primer modo de vibrar del sistema estructural con diagonales exhibió un amortiguamiento del 10% del crítico. Además, a las diagonales se les asignó en términos relativos una capacidad de disipación de energía que varió en la misma proporción en que en altura cambian las fuerzas cortantes de entrepiso utilizadas para el dimensionado de vigas y columnas. Por cuestión práctica, se consideró usar amortiguadores con las mismas propiedades cada cuatro pisos.

Por último se sujetó el modelo no lineal a la acción de la excitación sísmica de diseño (que es la misma que la utilizada para obtener el espectro de diseño mostrado en las Figuras 5.3 y 5.4), y se estimaron las demandas de deformación a nivel local y global. En particular, la

Figura 5.12 muestra las demandas de desplazamiento lateral en los diferentes pisos del sistema estructural. Note que la demanda de desplazamiento de azotea de 0.55 metros representa el 86.0% del valor de 0.64 metros contemplado para este desplazamiento durante el proceso de diseño. Es posible decir que la metodología ha dado lugar a un edificio capaz de controlar su deformación lateral de manera eficiente y confiable. En la Figura 5.12, la línea vertical continua indica el umbral de diseño contemplado por la metodología para el desplazamiento de azotea, y la línea vertical discontinua su respectiva demanda máxima estimada a partir del análisis dinámico no lineal.

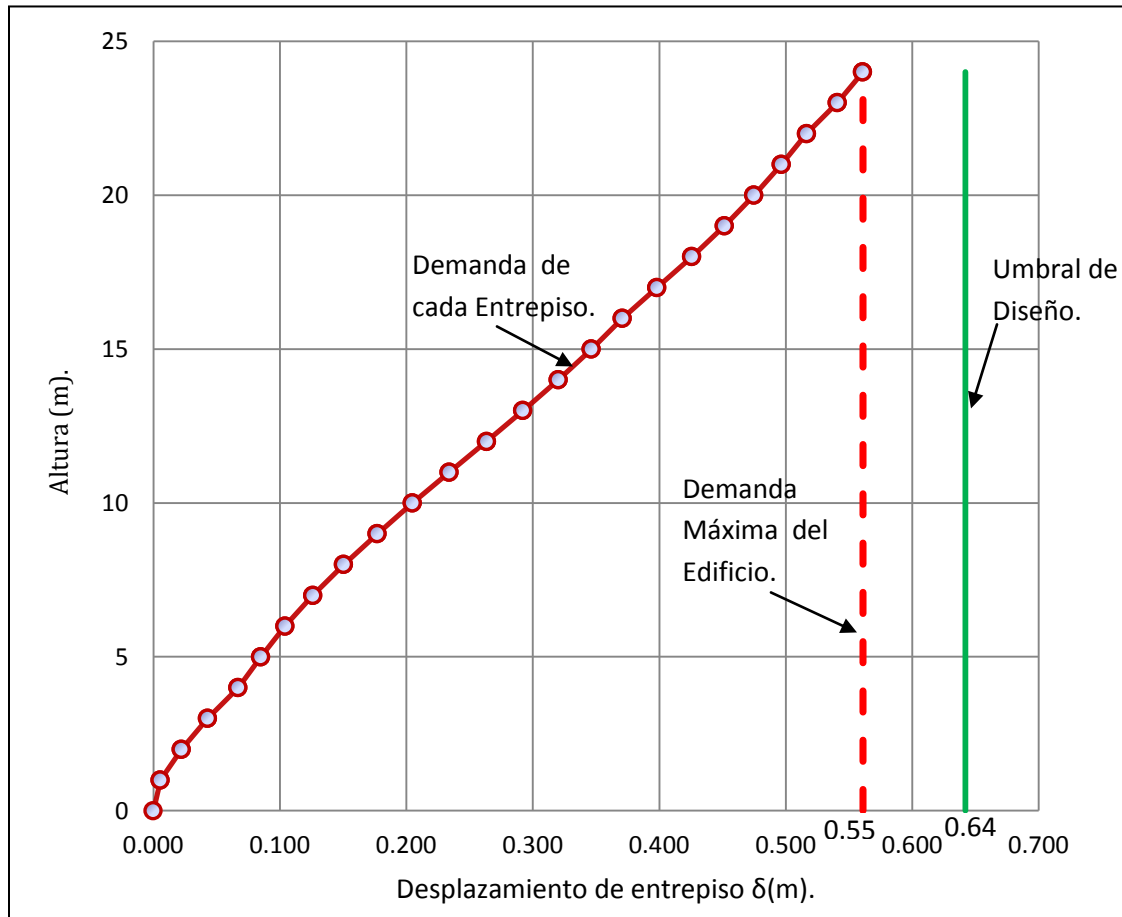


Figura 5.12 Demanda de desplazamiento de piso para el edificio de veinticuatro pisos.

En términos de las distorsiones de entrepiso, la Figura 5.13 muestra la distribución de deformación en altura. Es posible notar que la máxima demanda de distorsión de entrepiso de 0.0064 está muy cercana al valor de 0.0067 considerado por la metodología durante el proceso de diseño. Una vez más, las líneas verticales continua y discontinua indican el umbral de diseño y su respectiva demanda máxima, respectivamente. Note que la demanda máxima de distorsión de entrepiso exhibe un valor razonablemente uniforme a largo de toda la altura del edificio.

Finalmente y en términos de las demandas de deformación, el mapeo de las rotaciones en los extremos de vigas y columnas de los marcos de acero indica que no se formó articulación plástica alguna, lo que implica que los marcos rígidos son capaces de cumplir con el criterio de desempeño de ocupación inmediata.

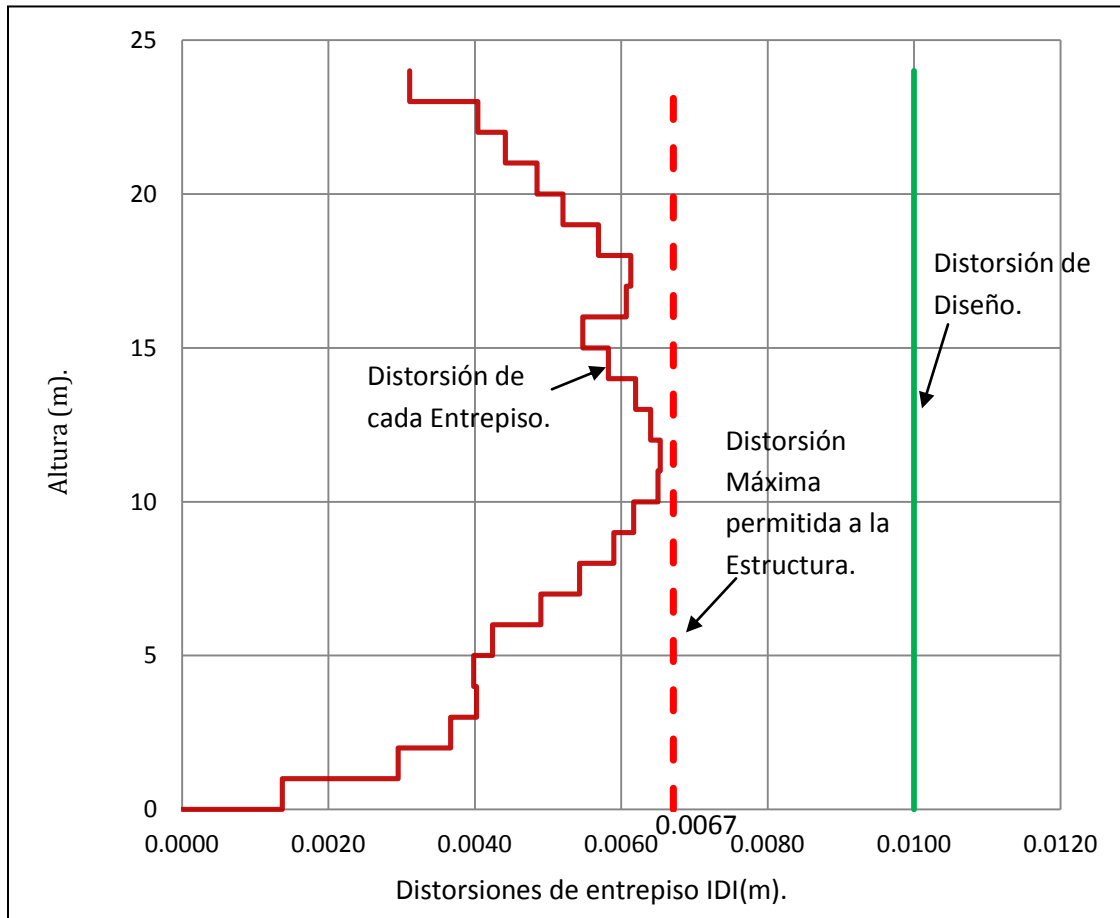


Figura 5.13 Demandas de distorsión de entrepiso para el edificio de veinticuatro pisos.

Una vez que se ha revisado que el edificio cumple con sus objetivos de diseño en términos de sus demandas máximas de deformación a nivel local y global, es importante caracterizar para el fabricante los requerimientos de diseño para los dispositivos viscosos. En términos de la frecuencia de movimiento, la Ecuación 4.18 establece que:

$$\omega = \frac{2\pi}{T_g} = 3.1416 \quad (5.10)$$

Además, conforme muestra la Figura 5.14, se establece el ciclo histerético de los diferentes dispositivos viscosos (uno cada cuatro pisos en el caso aquí presentado). Se ajusta una elipse al lazo histerético de mayor amplitud para cada dispositivo y se envía esta información al fabricante junto con la frecuencia de movimiento.

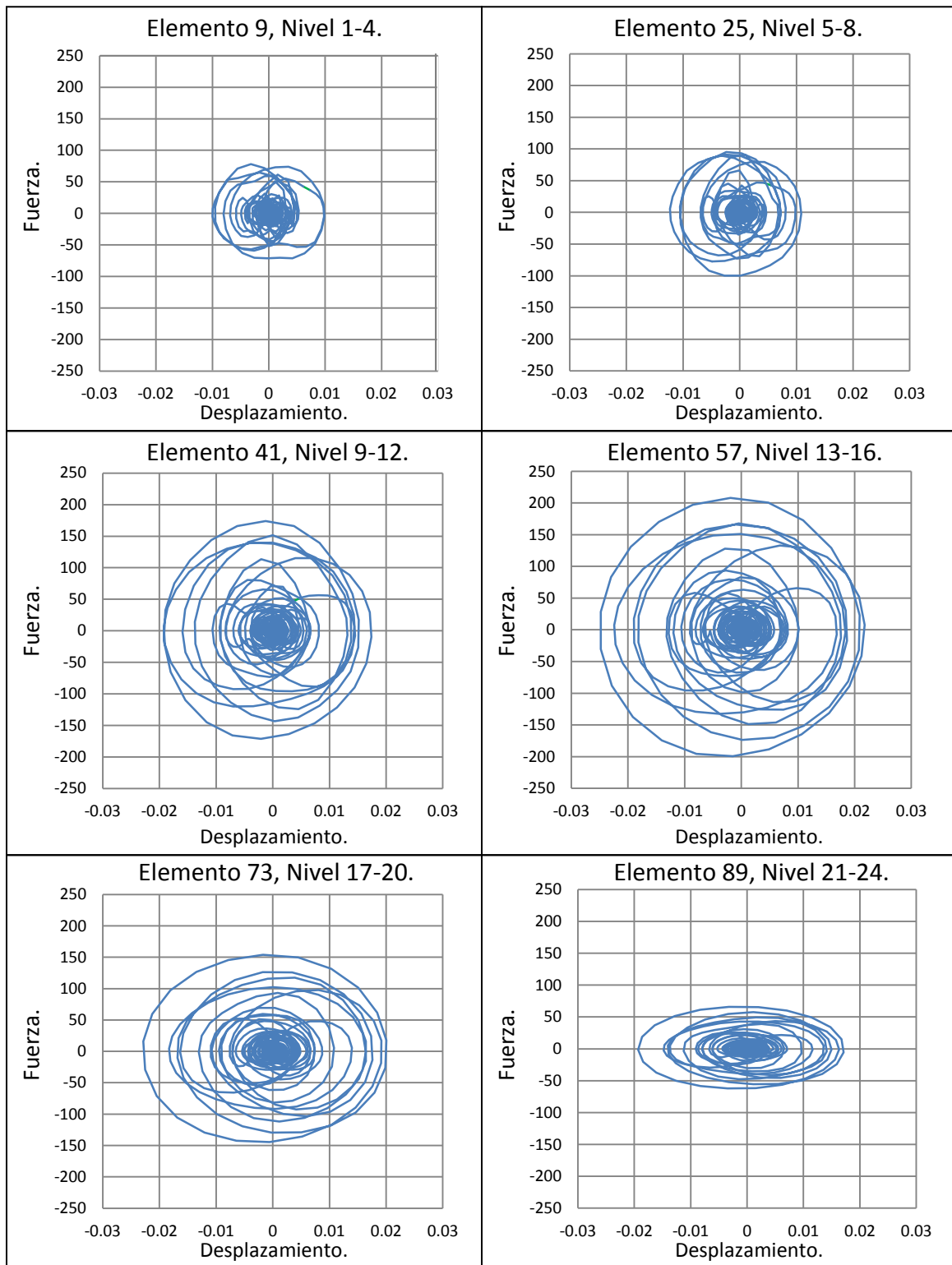


Figura 5.14 Ciclos histeréticos que deben considerarse para el diseño de los amortiguadores viscosos.

6. CONCLUSIONES Y FUTUROS TRABAJOS

Esta tesis propone una metodología de diseño relativamente simple y basada en el control del desplazamiento lateral, para el diseño por desempeño de un sistema de marcos rígidos complementados con el uso de un sistema de diagonales viscosas. Los periodos de diseño asociados a los comportamientos globales a corte y flexión del sistema estructural hacen posible el dimensionado de las vigas y columnas de los marcos rígidos, y de las columnas de soporte que reciben a los dispositivos viscosos. En cuanto al sistema de amortiguadores viscosos, las propiedades de las diagonales se establecen a partir del porcentaje de amortiguamiento crítico asignado a nivel global al sistema estructural.

Dentro del esquema de la metodología utilizada, El sistema de amortiguadores viscosos debe ser capaz de permanecer elástico y de disipar una gran cantidad de energía, así como el sistema de marcos rígidos debe permanecer sin daño durante eventos sísmicos severos, de tal manera que permanezcan en operación inmediata y minimicen los costos de reparación.

La aplicación de la metodología propuesta a un edificio de veinticuatro niveles ha dado lugar a un diseño adecuado, y a una estructura que es capaz de satisfacer razonablemente bien sus objetivos de diseño. En particular, los marcos rígidos, el sistema de dispositivos viscosos y el sistema no estructural permanecen sin daño cuando se les sujeta a la acción del movimiento del terreno de diseño.

Se consideró exitoso el pre-diseño por rigidez de los marcos rígidos porque el valor del periodo correspondiente al sistema de los marcos rígidos del edificio de veinticuatro niveles fue de $T=4.2$ segundos y el valor de diseño obtenido para este periodo fue de $T=4.1$ segundos (Ecuación 5.8) que corresponde al 97.6%, porcentaje considerado como aceptable.

En cuestión de demandas de desplazamiento de azotea se obtuvo que la demanda de desplazamiento de azotea para el edificio de veinticuatro niveles arrojó un valor de 0.56 metros que representa el 86.0% del valor de 0.64 metros contemplado para este desplazamiento durante el proceso de diseño. Por lo tanto se concluye que la metodología propuesta en esta tesis ha dado lugar a un edificio capaz de controlar su deformación lateral de manera eficiente y confiable.

En términos de demandas de distorsiones, la máxima demanda de distorsión de entrepiso del edificio de veinticuatro niveles es de 0.0064 que representa el 95.5% del valor de 0.0067, distorsión máxima del edificio de veinticuatro niveles considerada por la metodología propuesta en esta tesis durante el proceso de diseño para que el edificio permaneciera en el estado de operación inmediata.

Finalmente y en términos de las demandas de deformación, el mapeo de las rotaciones en los extremos de vigas y columnas de los marcos de acero, como era de esperarse no se formó articulación plástica alguna en los elementos estructurales, en otras palabras los marcos rígidos son capaces de cumplir con el criterio de desempeño de ocupación inmediata para el edificio de veinticuatro niveles considerado en esta tesis.

Entre las ventajas que tiene el uso de dispositivos de amortiguamiento viscoso pueden mencionarse las siguientes:

- 1) Incremento de los niveles de seguridad y confiabilidad estructural.
- 2) Protección de elementos no estructurales y contenidos.
- 3) Protección del sistema estructural de tal manera que pueda ocuparse de manera inmediata después del sismo.
- 4) Reducción importante en el consumo de materiales estructurales.
- 5) Mediante el uso de los Disipadores de Energía de Fluido Viscoso, se puede proveer a la estructura del amortiguamiento suplementario que se requiera para poder alcanzar el nivel de la respuesta deseada.
- 6) La adición de los Disipadores de Energía de Fluido Viscoso es un método efectivo de control de la respuesta dinámica de estructuras, ya que las distorsiones entre piso no sobrepasa al valor permitido por la normativa (figura 5.13).

Entre las desventajas que tiene el uso de dispositivos de amortiguamiento viscoso pueden mencionarse las siguientes:

- 1) Costos de los dispositivos viscosos comparado con el sistema estructural tradicional.
- 2) Mantenimiento de los dispositivos viscosos.

Algunos puntos a considerar para futuros trabajos de investigación sobre amortiguadores viscosos en México son:

- a) *Costos*. Comparar los costos, tanto directos como proyectados hacia futuro, asociados a proyectos similares que utilicen, por un lado amortiguadores viscosos, y por el otro lado, un sistema estructural tradicional.
- b) *Confiabilidad Estructural*. Hacer una comparación similar a la planteada en a) pero en términos de confiabilidad estructural.

APENDICE A

Las Tablas A.1 a A.6 muestran los resultados obtenidos de κ .

Contraviento	Amortiguamiento	$\kappa = (Tv/Tf)^2$	$\delta(\text{coeto}) / \delta(\text{DRAIN})$
CV con 0 m ²	2%	110.945	1.00114
CV con 0 m ²	10%	110.945	0.99970
CV con 0 m ²	20%	110.945	0.99981
CV con 0 m ²	30%	110.945	0.99920
CV con 0 m ²	40%	110.945	0.99998
CV con 1 m ²	2%	910.168	1.00103
CV con 1 m ²	10%	910.168	0.99951
CV con 1 m ²	20%	910.168	0.99965
CV con 1 m ²	30%	910.168	0.99904
CV con 1 m ²	40%	910.168	0.99981
CV con 5 m ²	2%	501.597	1.00110
CV con 5 m ²	10%	501.597	0.99951
CV con 5 m ²	20%	501.597	0.99965
CV con 5 m ²	30%	501.597	0.99906
CV con 5 m ²	40%	501.597	0.99981
CV con 15 m ²	2%	236.360	1.00107
CV con 15 m ²	10%	236.360	0.99951
CV con 15 m ²	20%	236.360	0.99965
CV con 15 m ²	30%	236.360	0.99906
CV con 15 m ²	40%	236.360	0.99981
CV con 45 m ²	2%	91.381	1.00110
CV con 45 m ²	10%	91.381	0.99956
CV con 45 m ²	20%	91.381	0.99970
CV con 45 m ²	30%	91.381	0.99911
CV con 45 m ²	40%	91.381	0.99986

Tabla A.1 Resultados obtenidos en función del cociente de periodos a corte y flexión del sistema correspondiente a 1 Nivel.

Contraviento	Amortiguamiento	$\kappa = (Tv/Tf)^2$	$\delta(\text{coeto}) / \delta(\text{DRAIN})$
CV con 0 m ²	2%	109.150	0.97362
CV con 0 m ²	10%	109.150	0.97178
CV con 0 m ²	20%	109.150	0.96883
CV con 0 m ²	30%	109.150	0.96897
CV con 0 m ²	40%	109.150	0.96862
CV con 1 m ²	2%	389.751	0.97173
CV con 1 m ²	10%	389.751	0.96935
CV con 1 m ²	20%	389.751	0.96638
CV con 1 m ²	30%	389.751	0.96652
CV con 1 m ²	40%	389.751	0.96617
CV con 5 m ²	2%	205.668	0.96769
CV con 5 m ²	10%	205.668	0.96471
CV con 5 m ²	20%	205.668	0.96169
CV con 5 m ²	30%	205.668	0.96181
CV con 5 m ²	40%	205.668	0.96150
CV con 15 m ²	2%	94.427	0.96458
CV con 15 m ²	10%	94.427	0.96180
CV con 15 m ²	20%	94.427	0.95880
CV con 15 m ²	30%	94.427	0.95897
CV con 15 m ²	40%	94.427	0.95865
CV con 45 m ²	2%	36.020	0.96391
CV con 45 m ²	10%	36.020	0.96124
CV con 45 m ²	20%	36.020	0.95821
CV con 45 m ²	30%	36.020	0.95838
CV con 45 m ²	40%	36.020	0.95806

Tabla A.2 Resultados obtenidos en función del cociente de periodos a corte y flexión del sistema correspondiente a 2 Niveles.

Contraviento	Amortiguamiento	$\kappa = (Tv/Tf)^2$	$\delta(\text{coeto}) / \delta(\text{DRAIN})$
CV con 0 m ²	2%	67.478	0.96107
CV con 0 m ²	10%	67.478	0.94901
CV con 0 m ²	20%	67.478	0.94490
CV con 0 m ²	30%	67.478	0.94298
CV con 0 m ²	40%	67.478	0.94064
CV con 1 m ²	2%	88.895	0.96063
CV con 1 m ²	10%	88.895	0.94861
CV con 1 m ²	20%	88.895	0.94444
CV con 1 m ²	30%	88.895	1.03411
CV con 1 m ²	40%	88.895	0.94023
CV con 5 m ²	2%	45.205	0.95985
CV con 5 m ²	10%	45.205	0.94795
CV con 5 m ²	20%	45.205	0.94342
CV con 5 m ²	30%	45.205	0.94134
CV con 5 m ²	40%	45.205	0.93969
CV con 15 m ²	2%	20.305	0.96171
CV con 15 m ²	10%	20.305	0.94956
CV con 15 m ²	20%	20.305	0.94391
CV con 15 m ²	30%	20.305	0.94142
CV con 15 m ²	40%	20.305	0.94170
CV con 45 m ²	2%	7.659	0.96921
CV con 45 m ²	10%	7.659	0.95581
CV con 45 m ²	20%	7.659	0.94687
CV con 45 m ²	30%	7.659	0.94296
CV con 45 m ²	40%	7.659	0.94946

Tabla A.3 Resultados obtenidos en función del cociente de periodos a corte y flexión del sistema correspondiente a 5 Niveles.

Contraviento	Amortiguamiento	$\kappa = (Tv/Tf)^2$	$\delta(\text{coeto}) / \delta(\text{DRAIN})$
CV con 0 m ²	2%	27.940	0.95207
CV con 0 m ²	10%	27.940	0.95946
CV con 0 m ²	20%	27.940	0.95785
CV con 0 m ²	30%	27.940	0.95490
CV con 0 m ²	40%	27.940	0.95141
CV con 1 m ²	2%	25.166	0.95379
CV con 1 m ²	10%	25.166	0.96099
CV con 1 m ²	20%	25.166	0.95918
CV con 1 m ²	30%	25.166	0.95581
CV con 1 m ²	40%	25.166	0.95180
CV con 5 m ²	2%	12.626	0.95910
CV con 5 m ²	10%	12.626	0.96603
CV con 5 m ²	20%	12.626	0.96331
CV con 5 m ²	30%	12.626	0.95815
CV con 5 m ²	40%	12.626	0.95180
CV con 15 m ²	2%	5.626	0.97106
CV con 15 m ²	10%	5.626	0.97725
CV con 15 m ²	20%	5.626	0.97225
CV con 15 m ²	30%	5.626	0.96248
CV con 15 m ²	40%	5.626	0.94997
CV con 45 m ²	2%	2.113	0.99660
CV con 45 m ²	10%	2.113	0.99788
CV con 45 m ²	20%	2.113	0.98699
CV con 45 m ²	30%	2.113	0.96627
CV con 45 m ²	40%	2.113	0.93783

Tabla A.4 Resultados obtenidos en función del cociente de periodos a corte y flexión del sistema correspondiente a 10 Niveles.

Contraviento	Amortiguamiento	$\kappa = (Tv/Tf)^2$	$\delta(\text{coeto}) / \delta(\text{DRAIN})$
CV con 0 m ²	2%	8.518	0.98440
CV con 0 m ²	10%	8.518	0.99206
CV con 0 m ²	20%	8.518	0.98982
CV con 0 m ²	30%	8.518	0.98320
CV con 0 m ²	40%	8.518	0.97713
CV con 1 m ²	2%	6.701	1.00058
CV con 1 m ²	10%	6.701	0.99835
CV con 1 m ²	20%	6.701	0.99632
CV con 1 m ²	30%	6.701	0.98882
CV con 1 m ²	40%	6.701	0.98425
CV con 5 m ²	2%	3.340	1.02073
CV con 5 m ²	10%	3.340	1.01719
CV con 5 m ²	20%	3.340	1.01742
CV con 5 m ²	30%	3.340	1.00945
CV con 5 m ²	40%	3.340	1.01457
CV con 15 m ²	2%	1.482	1.05007
CV con 15 m ²	10%	1.482	1.04489
CV con 15 m ²	20%	1.482	1.06214
CV con 15 m ²	30%	1.482	1.07404
CV con 15 m ²	40%	1.482	1.12152
CV con 45 m ²	2%	0.556	1.07359
CV con 45 m ²	10%	0.556	1.08986
CV con 45 m ²	20%	0.556	1.24358
CV con 45 m ²	30%	0.556	1.44843
CV con 45 m ²	40%	0.556	1.72789

Tabla A.5 Resultados obtenidos en función del cociente de periodos a corte y flexión del sistema correspondiente a 20 Niveles.

Contraviento	Amortiguamiento	$\kappa = (Tv/Tf)^2$	$\delta(\text{coeto}) / \delta(\text{DRAIN})$
CV con 0 m ²	2%	3.980	1.03444
CV con 0 m ²	10%	3.980	1.06481
CV con 0 m ²	20%	3.980	1.08832
CV con 0 m ²	30%	3.980	1.12167
CV con 0 m ²	40%	3.980	1.12239
CV con 1 m ²	2%	3.042	1.04378
CV con 1 m ²	10%	3.042	1.08206
CV con 1 m ²	20%	3.042	1.11982
CV con 1 m ²	30%	3.042	1.17485
CV con 1 m ²	40%	3.042	1.25101
CV con 5 m ²	2%	1.513	1.06670
CV con 5 m ²	10%	1.513	1.13709
CV con 5 m ²	20%	1.513	1.24448
CV con 5 m ²	30%	1.513	1.39860
CV con 5 m ²	40%	1.513	1.64837
CV con 15 m ²	2%	0.671	1.09355
CV con 15 m ²	10%	0.671	1.24365
CV con 15 m ²	20%	0.671	1.55869
CV con 15 m ²	30%	0.671	2.06956
CV con 15 m ²	40%	0.671	2.74850
CV con 45 m ²	2%	0.251	1.09812
CV con 45 m ²	10%	0.251	1.53850
CV con 45 m ²	20%	0.251	2.55663
CV con 45 m ²	30%	0.251	3.80514
CV con 45 m ²	40%	0.251	5.07111

Tabla A.6 Resultados obtenidos en función del cociente de periodos a corte y flexión del sistema correspondiente a 30 Niveles.

BIBLIOGRAFÍA

1. A. K. CHOPRA, (2003) **“Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering”**, Prentice Hall International Series. 3rd Ed.
2. American Institute of Steel Construction, Inc., **“MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION (AISC)”**, Second Edition.
3. ARROYO-ESPINOZA D., A. TERÁN, (2003), **“Strength reduction factors for ductile structures with passive energy dissipating devices”**, Journal of Earthquake Engineering, Vol.7, No. 2, pp 297-325, Imperial College Press.
4. Bertero V, J Anderson, H Krawinkler, E Miranda, (1991), **“Design Guidelines for Ductility and Drift Limits”** report No. UCB/EERC-91/15 July 1991, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California at Berkeley.
5. Bertero, V.V. and Terán-Gilmore, A. (1993). **“Use of energy concepts in earthquake-resistant analysis and design: issues and future directions”**. VIII SLIS, *Primeras Jornadas Andinas de Ingeniería Estructural*, pp. 1-39, Mérida, Venezuela.
6. Chia-Ming Uang and Vitelmo V. Bertero (1988), **“Use of Energy as a Design Criterion in Earthquake-Resistant Design”**, Report No. UCB/EERC-88/18, University of California, Berkeley.
7. FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA 356), **“PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS”**, WASHINGTON November 2000.
8. Giunco, Victor, F M Mazzolani, (2002), **“Ductility of Seismic Resistance Steel Structures”**, First Edition, Spon Press.
9. Gómez C., (2011), **“Notas del Curso de Dinámica Estructural”**, UAM-AZC.
10. J-S. HWANG, (2003), **“Seismic Design of Structures with Viscous Dampers”**, International Training Programs for Seismic Design of Building Structures, National Science Council.
11. Jinkoo Kim and Hyunhoon Choi, **“Displacement-Based of Supplemental Dampers for Seismic Retrofit of a Framed Structure”**, Journal of Structural Engineering, Vol. 132, No. 6, June 1, 2006. ©ASCE, ISSN 0733-9445/2006/6-873–883/\$25.00.

12. Miranda E, C Reyes, (2002), **“Approximate Lateral Drift Demands in Multistory Buildings with Non uniform Stiffness”** Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 7, July 1, 2002. ASCE.
13. NTC-EM (2004), **“Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas”** (2004), Gaceta Oficial del Distrito Federal, 6 Octubre de 2004, <http://www.smie.org.mx/articulos>.
14. Pall, A.S. and Marsh, C., (1982) **“Response of Friction Damped Braced Frames”**, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST6, June, pp. 1313-1323, (American Society of Civil Engineer's Raymond C. Research Prize 1983).
15. Prakash V., Powell G H, Campbell S (1993), **“DRAIN-2DX Base program description and user guide”**, Report UCB/SEMM-93/17, University of California at Berkeley.
16. Qi X y J P Moehle (1991), **“Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes”** Report No. UCB/EERC-91/02, University of California at Berkeley.
17. SEAOC (1995), **“Performance based seismic engineering of buildings”**, Vision 2000 Committee.
18. SIRVE (2007), **“Información Técnica, Disipación de Energía”**, <http://sirve.cl>.
19. Terán Gilmore Amador, (2003), **“Diseño por Desempeño: Antecedentes, Conceptos generales y Perspectivas”**, VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Cuernavaca, Morelos.
20. Terán Gilmore Amador, (2004), **“On the use of spectra to establish damage control in regular frames during global predesign”**, Earthquake Spectra, 20(3), 1-26.
21. Terán Gilmore Amador, (2008) **“EL PAPEL DE LA INNOVACIÓN DENTRO DEL CONTEXTO DE LA INGENIERÍA ESTRUCTURAL MEXICANA: EL CASO DE LOS CONTRAVIENTOS RESTRINGIDOS CONTRA PANDEO”**, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural Veracruz.
22. Terán Gilmore Amador, (2011), **“Notas del Curso de Diseño Sismo Resistente”**, UAM-AZC.

23. Terán Gilmore Amador, (2010) **”OPCIONES PARA UN DISEÑO SISMORRESISTENTE SUSTENTABLE DE EDIFICIOS DE CONCRETO Y ACERO”**, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural León, Guanajuato.
24. Terán Amador and Guillermo Coeto, (2002-2011), **“Displacement-Based Preliminary Design of Tall Buildings Stiffened with a System of Buckling-Restrained Braces”**, Master’s Thesis, Universidad Autónoma Metropolitana.
25. Terán Amador y Iván Recoder Deciga, (2011), **“Diseño preliminar basado en desplazamientos de Marcos Momento-Resistente con Amortiguadores Viscoso”**, Master’s Thesis, Universidad Autónoma Metropolitana.
26. Terán Gilmore Amador y Ruiz- Garcia J. (2010) **“Comparative Seismic Performance of Steel Frames Retrofitted with Buckling-Restrained Braces Through the Application of Force-Based and Displacement-Based Approaches”**, Soil Dynamic and Earthquake Engineering.
27. Wada, Huang, Bertero, (2004), **“Earthquake engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering”**, Chapter 10th, “Innovative Strategies in Earthquake Engineering”
28. Whittaker, A. S. and M. C. Constantinou, **“Fluid viscous dampers for building construction.”** Proceedings of the 1st International Symposium on Passive Control, Tokyo Institute of Technology, Tokyo, March 2000.
29. Yu-Yuan Lin, Kuo-Chun Chang and Chang-Yu Chen, (2007), **“Direct Displacement-based design for seismic retrofit of existing buildings using nonlinear viscous Dampers ”**. Published online (4-March-2008), Springer Science+Business Media B.V. 2008.