



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**MÉTODO SIMPLIFICADO PARA EL ANÁLISIS Y
REHABILITACIÓN DE EDIFICIOS UTILIZANDO
DISIPADORES DE ENERGÍA VISCOSOS**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

ERVIN CLAROS STARK

TUTOR:

DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ

JURADO ASIGNADO:

Presidente:	Dr. ESTEVA MARABOTO LUIS
Secretario:	Dr. MELI PIRALLA ROBERTO
Vocal:	Dra. RUIZ GÓMEZ SONIA ELDA
1 ^{er} . Suplente:	Dr. DÍAZ LÓPEZ ORLANDO JAVIER
2 ^{do} . Suplente:	Dr. PÉREZ GAVILÁN ESCALANTE JUAN JOSE

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

Dra. RUIZ GÓMEZ SONIA ELDA

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el apoyo económico recibido durante mis estudios de maestría y en la realización de mi tesis

Agradezco a la Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez por el apoyo recibido durante la realización de mi tesis como mi asesora, y al jurado compuesto por el Dr. Luis Esteva Maraboto, Dr. Roberto Meli Piralla, Dr. Javier Orlando Díaz López y Dr. Juan José Pérez Gavilán Escalante por la revisión minuciosa y las valiosas aportaciones que enriquecieron el contenido de esta tesis.

Quiero dedicar esta tesis a mi esposa Deyanira Camarena Sánchez Salazar a mis padres Margarita Stark Feldman y Belisario Claros Cueto y a mi hermano Daniel Claros Stark que han sido parte fundamental durante la realización de esta tesis.

También quiero agradecer en especial al Dr. Roberto Stark Feldman y al M. en I. Rodolfo Ortiz Maldonado por el apoyo y consejos brindados tanto en mis estudios de maestría como en la elaboración de este documento.

Por último y no por ello menos importante quiero mencionar mi agradecimiento a todos mis compañeros y amigos que estuvieron conmigo durante los estudios de maestría en especial a Juan Pablo Hidalgo Toxqui por sus consejos y aportaciones a este documento.

ÍNDICE

RESUMEN.....	IV
ABSTRACT.....	IV
ÍNDICE.....	V
ORGANIZACIÓN DE LA TESIS.....	VII
CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES Y OBJETIVOS.....	1
1.1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.2. ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LOS AMORTIGUADORES SUPLEMENTARIOS.....	2
1.3. OBJETIVOS DE LA TESIS.....	4
CAPÍTULO 2. REVISIÓN DE ALGUNAS PROPUESTA DE MODIFICACIONES AL MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES DE LA CFE. DISEÑO POR SISMO (PEREZ ROCHA ET AL, 2006).....	5
2.1. MODIFICACIONES AL CAPÍTULO DE EDIFICIOS.....	5
2.2. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO Q Y REDUCCIÓN POR DUCTILIDAD Q'	8
2.3. FACTOR DE REDUCCIÓN POR SOBRERRESISTENCIA F_R	9
2.4. MÉTODOS DE ANÁLISIS.....	9
2.4.1. Método Simplificado.....	9
2.4.2. Método Estático.....	10
2.4.2.1. Reducción de las Fuerzas cortantes.....	10
2.4.3. Análisis Dinámico.....	11
2.4.3.1. Análisis Modal Espectral.....	12
2.5. REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITES.....	14
2.5.1. Revisión de Estructuras Existentes.....	15
CAPÍTULO 3. PROPUESTA DE UN MÉTODO DE DISEÑO DE EDIFICIOS CON DISIPADORES VISCOSOS LINEALES.....	17
CAPÍTULO 4. OPCIÓN 1. REHABILITACIÓN DE UN EDIFICIO CON DISIPADORES VISCOSOS UTILIZANDO EL MÉTODO DE DISEÑO PROPUESTO.....	23
4.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	23
4.2. ANÁLISIS DE CARGAS.....	25

4.2.1. Cargas en Planta Tipo.....	25
4.2.2. Cargas en la Azotea	
4.3. MATERIALES.....	26
4.4. ESTRUCTURACIÓN.....	26
4.5. ESPECTRO DE DISEÑO UTILIZADO PARA LA REVISIÓN.....	27
4.6. RESULTADOS DE LA REVISIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE.....	28
4.7. CIMENTACIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE.....	29
4.8. APLICACIÓN DEL MÉTODO PROPUESTO PARA EL REFUERZO DE LA ESTRUCTURA CON DISIPADORES VISCOSOS.....	30
4.8.1. Cálculo de la Respuesta en el Primer Modo ($T_1= 1.8$ s).....	33
4.8.2. Cálculo de la Respuesta en el Segundo Modo ($T_2= 0.60$ s).....	40
4.8.3. Combinación de Respuestas Modales.....	45
4.9. DIMENSIONES DE LOS DISIPADORES.....	47
CAPÍTULO 5. OPCIÓN 2. REFUERZO DEL EDIFICIO EXISTENTE UTILIZANDO CONTRAVIENTOS.....	54
5.1. CIMENTACIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE REFORZADA CON CONTRAVIENTOS.....	54
5.2. CAMBIOS A LA CIMENTACIÓN CORRESPONDIENTES AL REFUERZO CON CONTRAVIENTOS.....	54
5.3. DESPLAZAMIENTOS.....	55
CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES.....	57
REFERENCIAS.....	58
APÉNDICE A. MÉTODO DE DISEÑO ESTRUCTURAL CON DISIPADORES VISCOSOS LINEALES RECOMENDADO POR EL FEMA-450.....	61
APÉNDICE B. EJEMPLO DE APLICACIÓN DEL MÉTODO DEL FEMA-450 (OSCAR M. RAMÍREZ ET AL. 2001).....	69
APÉNDICE C. RELACIÓN DE PORCENTAJE DE AMORTIGUAMIENTO CRÍTICO VISCOSO.....	84
APÉNDICE D. DIFERENCIAS ENTRE EL MÉTODO PROPUESTO Y EL MÉTODO DEL FEMA 450.....	88

RESUMEN

Se propone un método simplificado para el análisis y rehabilitación de estructuras utilizando disipadores de energía viscosos. Para ilustrar el método se presenta un ejemplo práctico. Se rehabilita un edificio existente para que cumpla las condiciones de diseño que recomienda la nueva propuesta del Manual de Obras Civiles de CFE para Diseño por Sismo. La estructura consta de marcos metálicos de 6 niveles y se localiza en terreno firme. En el estudio se presentan dos soluciones que se comparan entre sí: 1) disipadores viscosos y 2) contravientos.

ABSTRACT

A simplified method is proposed for the analysis and rehabilitation of structures provided with fluid viscous dampers. A practical example is presented to illustrate this method by reinforcing an existing structure in accordance with the new proposal of the CFE Manual of Civil Constructions. A 6-story steel moment structure located in firm ground is rehabilitated. Two options are used: 1) fluid viscous dampers and 2) braces. A comparison is made between both solutions.

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES Y OBJETIVOS

1.1. INTRODUCCIÓN

En los últimos años se ha hecho un gran esfuerzo por desarrollar y realizar investigaciones para lograr innovaciones en estructuras sismorresistentes con el fin de elevar el buen comportamiento sísmico, sin perder de vista el aspecto económico. La mayoría de estos sistemas estructurales intentan disipar la energía sísmica a través de amortiguamiento suplementario o mediante aisladores de base. Este utiliza dispositivos especiales los cuales son comúnmente conocidos como amortiguadores mecánicos que se activan mediante el movimiento de la estructura reduciendo la respuesta dinámica global durante un sismo de moderada y de gran intensidad. Los elementos que conforman el sistema estructural estarán protegidos por éstos dispositivos los cuales absorberán la energía sísmica y podrán ser fácilmente inspeccionados y de ser necesario reemplazados después un sismo. Esto en teoría querría decir que si parte de la energía es absorbida por los amortiguadores mecánicos, la estructura principal sufriría daños menores o nulos.

La disipación de energía ha sido ampliamente reconocida como un medio efectivo para controlar la vibración excesiva de sistemas estructurales ante cargas dinámicas. Los códigos para el diseño de estructuras sismorresistentes han evolucionado estableciendo un diseño basado en aproximaciones del espectro de diseño en vez de usar un coeficiente constante para calcular las fuerzas laterales. Dichos espectros suponen que los sistemas estructurales tendrán un amortiguamiento inherente del 5% del amortiguamiento crítico. El suponer que la estructura entrará en el intervalo inelástico durante el sismo de diseño, permite reducir aún más las fuerzas laterales de diseño. Estas reducciones se atribuyen al incremento en el “amortiguamiento efectivo” causado por la disipación de energía histerética no lineal. Cuando se añaden a la estructura disipadores de energía viscosos es posible reducir aún más las ordenadas espectrales. Esta es la filosofía que se utiliza en esta tesis.

Los sistemas de amortiguamiento suplementario se divide en las siguientes categorías: los sistemas pasivos, los sistemas activos y los semi-activos. La disipación de energía pasiva disipa una porción de la energía inducida a una estructura sin utilizar fuentes de poder externas, sino a través del movimiento de la estructura principal. En el presente documento se tratan sistemas de disipación de tipo pasivo.



1.2. ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LOS AMORTIGUADORES SUPLEMENTARIOS

El desarrollo de los amortiguadores suplementarios es más reciente que el de los aisladores de base y puede atribuirse al trabajo visionario de Housner (1956) quien fundó las bases del diseño sísmico de las estructuras desde un punto de vista de energía.

El concepto de usar elementos adicionales para proporcionar amortiguamiento extra en una estructura data de finales de los años 60's en Japón (Muto 1969) y principios de los años 70's en Nueva Zelanda (Kelly et. al. 1972, Skinner et. al. 1975). Dichos estudios han sido la base del desarrollo de una gran variedad de disipadores metálicos, en los cuales el incremento de amortiguamiento se logra gracias a la disipación de energía durante la fluencia histerética de los elementos.

La primera aplicación práctica de disipadores metálicos data de 1981 en Nueva Zelanda, en donde se colocaron dichos dispositivos a un puente de 70 m de altura y un claro de 315 m.

Posteriormente se continuó con el desarrollo de disipación de energía sísmica con trabajos realizados en Canadá a principios de los años 80's, y fueron primeramente implementados en ese país en un edificio de la Universidad de Montreal (Pall et. al. 1987).

El desarrollo de los disipadores de tipo fluido o también conocidos como viscosos se dió por primera vez en la Universidad de Buffalo a principios de los años 90's (Constantinou y Symans 1992), y se aplicaron por primera vez en un edificio de tres niveles localizado en Sacramento, California en 1995.

Los fluidos pueden ser empleados para disipar energía. De hecho, se han desarrollado muchos dispositivos para disipar energía basados en fluidos en los últimos años; por ejemplo los muros de amortiguamiento viscoso, los cuales se han instalado en varios edificios en Japón (Miyasaki y Mitsusaka 1992); estos muros disipan energía a través de la acción cortante del fluido en unos contenedores. Otra clase de dispositivos fluidos funcionan no sólo en la deformación local, sino que también al forzar al fluido a que éste pase por pequeños orificios. Estos son los más comunes sobre todo en los Estados Unidos de América.

En la figura 1.1 se muestra un amortiguador de tipo viscoso típico, el cual funciona haciendo pasar el fluido a través de pequeños orificios, originalmente desarrollado para usos militares e industriales. El dispositivo cilíndrico contiene aceite de silicón incompresible el cual es forzado a fluir por la acción de un pistón. La cabeza de dicho pistón incluye unos orificios de control diseñado con un termostato bimetálico pasivo para resistir las altas temperaturas.

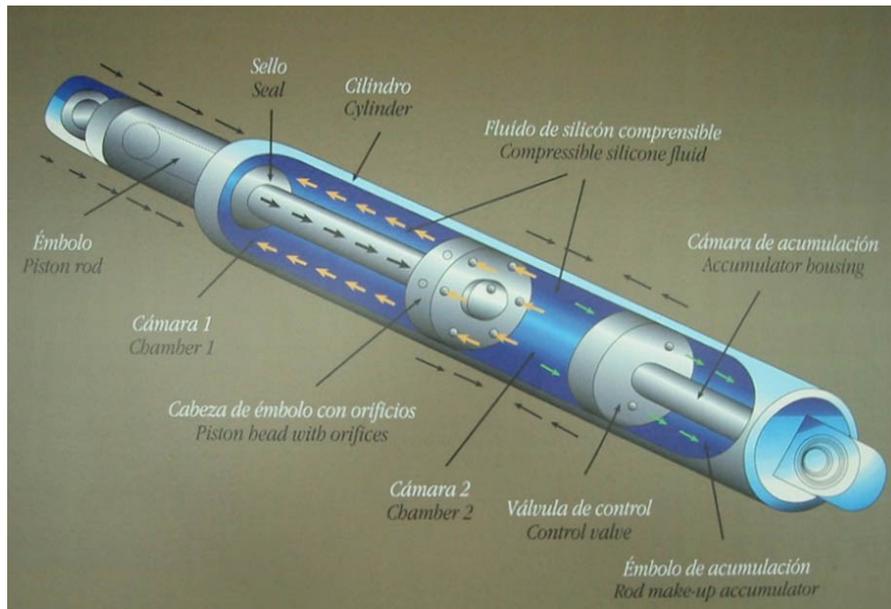


Figura 1.1. Amortiguador viscoso (tipo Taylor)

En la figura 1.2 se muestra una gráfica que relaciona la fuerza vs el desplazamiento de un amortiguador viscoso, en ella se puede observar la dependencia que existe entre la amplitud y la frecuencia cíclica. En esta figura se puede ver también que la rigidez equivalente de este tipo de disipadores es cero, es decir, el dispositivo no añade rigidez extra cuando se coloca en una estructura.

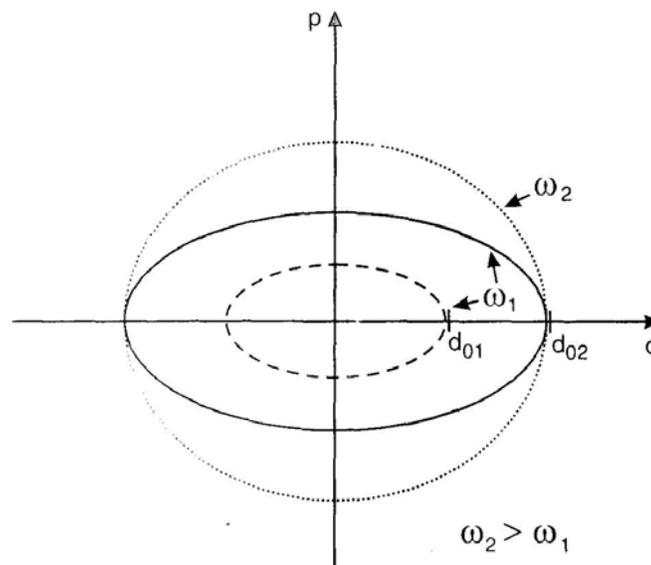


Figura 1.2. Gráfica que muestra la relación entre fuerza y desplazamiento de un amortiguador viscoso.



Un aspecto importante de los disipadores viscosos es la temperatura, cuando el dispositivo entra en operación la temperatura se eleva. Cuando esto ocurre se compensa por el cambio de volumen del fluido y de las partes metálicas que componen el amortiguador, por lo que es posible diseñarlos pensando en que éstos sean insensibles a la temperatura ambiente; sin embargo, la temperatura se puede elevar de manera significativa durante su operación particularmente durante movimientos muy prolongados. Makris et al. (1997) utilizando valores típicos de un disipador viscoso estimó que el incremento de temperatura durante un ciclo es aproximadamente de 30 ° C y podría fácilmente exceder los 120 ° C en cinco ciclos. En consecuencia, para evitar daños en las uniones de los dispositivos o en el dispositivo en sí, cuando se presentan varios ciclos se debe mantener una caída baja en la presión dinámica incrementando el diámetro del pistón.

El amortiguamiento suplementario es cada vez más aceptado por los ingenieros de la práctica y ha sido aplicado en cientos de edificios en todo el mundo. Actualmente existen varias aplicaciones de este sistema: amortiguadores metálicos, de fricción, viscoelásticos, viscosos, etc. Su aplicación ha sido fuertemente influenciada por la creciente cantidad de áreas densamente pobladas sujetas a sismos de gran magnitud, así como también por el desarrollo económico de varios países, como es el caso de Japón, un país que tuvo un gran crecimiento económico de 1985 a 1994 y se convirtió rápidamente en pionero en la construcción de edificios que incorporan tecnologías avanzadas.

Uno de los problemas que enfrenta la aplicación de los dispositivos disipadores de energía es la falta de guías y normatividad oficial para el modelado, análisis, diseño y pruebas en el laboratorio.

1.3. OBJETIVOS DE LA TESIS

Los objetivos del presente documento son:

- 1) Proponer un método simplificado de análisis y de rehabilitación de edificios con disipadores viscosos.
- 2) Comparar dos opciones de rehabilitación de una estructura existente. La primera con amortiguadores viscosos lineales (tipo Taylor) y la segunda mediante contravientos. El diseño se hace de acuerdo con la versión que se encuentra en desarrollo del Manual de Obras Civiles de CFE para Diseño por Sismo (2009).

CAPÍTULO 2

REVISIÓN DE ALGUNAS PROPUESTAS DE MODIFICACIONES AL MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES DE LA CFE. DISEÑO POR SISMO (PÉREZ ROCHA ET AL, 2006)

El Manual de Diseño de Obras Civiles (MOC) fue editado por primera en 1969 y desde entonces ha sido enriquecido con experiencias y tecnologías propuestas por ingenieros e investigadores Mexicanos, interesados en el proyecto y la construcción de obras civiles relacionadas con la Comisión Federal de Electricidad (CFE).

La intención de este Manual es mostrar el estado actual del conocimiento sobre diseño sísmico de estructuras, especialmente en aquellas áreas donde la investigación científica ha avanzado y probado que puede aplicarse en la práctica profesional. Los criterios y recomendaciones en el MOC están basados en los resultados de investigaciones y criterio de ingenieros sobre fenómenos físicos involucrados en la respuesta estructural ante temblores, tales como los efectos de fuente, trayecto, sitio, interacción suelo estructura y comportamiento estructural, entre otros.

Además de ser un documento de referencia en la CFE para el diseño estructural de obras civiles típicas del sector eléctrico, este Manual se ha usado tradicionalmente como obra de consulta en las empresas de Ingeniería dedicadas al diseño de estructuras y/o bien como libro de texto en las instituciones de educación superior. El MOC es una referencia obligada tanto para la enseñanza como para el desarrollo de proyectos de Ingeniería Civil, no sólo del sector eléctrico. Es ampliamente utilizado en diversos sectores de México y Latinoamérica.

En lo que sigue se mencionan algunas modificaciones del MOC con respecto a la versión anterior (1993). Modificaciones que de alguna manera se deben considerar para el método de análisis y diseño que se propone en el Capítulo 3 y se aplica en el Capítulo 4.

2.1. MODIFICACIONES AL CAPÍTULO DE EDIFICIOS

Para el diseño sísmico de edificios se emplean espectros de diseño en los que se supone una fracción de amortiguamiento del 5 % del valor crítico; sin embargo, el valor del amortiguamiento puede ser afectado por la interacción suelo-estructura, por la adición de



dispositivos disipadores o estructuraciones o materiales particulares. Al igual que la ductilidad, el amortiguamiento extra se considera en el análisis empleando factores correctivos que se

integran en el cálculo de los efectos sísmicos a través de la reducción de las ordenadas espectrales o en el cálculo de fuerzas sísmicas reducidas.

Como parte de la nueva propuesta del Manual de Diseño de Obras Civiles (MOC) de la CFE (Pérez Rocha et al, 2006) se encuentra un criterio para modificar las ordenadas espectrales por el hecho de adoptar valores de amortiguamiento diferentes a 5 % debido a la presencia de dispositivos disipadores, estructuración, materiales, interacción suelo-estructura o una combinación de éstos. Las ecuaciones para el cálculo de las ordenadas espectrales (a/g) son las siguientes:

$$\frac{Sa}{g} = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T_e}{T_a}; & \text{si } T_e < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T_e < T_b \\ \beta c \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^r; & \text{si } T_b \leq T_e < T_c \\ \beta c \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^r \left[k + (1-k) \left(\frac{T_c}{T_e} \right)^2 \right] \left(\frac{T_c}{T_e} \right)^2; & \text{si } T_e \geq T_c \end{cases}$$

donde:

a_0 = Aceleración máxima del terreno

c = Aceleración máxima espectral ó coeficiente sísmico

T_e = Periodo de la estructura

T_a = Límite superior de la primera rama del espectro

T_b = Límite superior de la segunda rama del espectro

T_c = Parámetro que define el inicio de una cuarta rama descendente, igual a la siguiente expresión:



$$T_c = \begin{cases} 2s & \text{si } T_b < 2s \\ T_b & \text{si } T_b \geq 2s \end{cases}$$

k = Parámetro que controla la caída de la ordenada espectral

β = Factor de corrección por amortiguamiento. Cuando la fracción de amortiguamiento es igual a 5 %, β es igual a 1; sin embargo, cuando se proporciona amortiguamiento suplementario a la estructura, el factor de amortiguamiento se calcula con la siguiente ecuación (Ruiz y Toxqui, 2008):

$$\beta = \left(\frac{\xi_e}{\xi'_e} \right)^\Delta$$

donde:

ξ_e = Fracción de amortiguamiento crítico de la estructura (5%)

ξ'_e = Fracción de amortiguamiento crítico de la estructura con amortiguamiento adicional

Δ = Parámetro que depende del periodo estructural T_e , y se calcula con la siguiente expresión:

$$\Delta = \begin{cases} 0.35 & \text{si } T_e < T_b \\ 0.35 \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^{\text{exp1}} & \text{si } T_e \geq T_b \end{cases}$$

donde:

exp1 = Parámetro que depende del tipo de terreno en donde se localiza la estructura.

exp1 = 1 para terreno duro, exp1 = 0.3 para terreno intermedio.



Para tomar en cuenta la ductilidad y la sobrerresistencia de las estructuras la nueva propuesta del Manual de Obras Civiles (MOC) para Diseño por Sismo considera la reducción de las ordenadas espectrales de la siguiente manera:

$$a' = \frac{a(\beta, T_e)}{Q' F_R}$$

donde:

a' = Ordenada espectral reducida por ductilidad y sobrerresistencia

Q' = Factor de reducción por ductilidad

F_R = Factor de reducción por sobrerresistencia

$a(\beta)$ = Ordenada espectral

2.2 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO Q Y REDUCCIÓN POR DUCTILIDAD Q' .

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas para el análisis estático y para las obtenidas del análisis dinámico modal se recomienda usar el factor de reducción por ductilidad Q' , que se calcula con las siguientes expresiones:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta \left(\frac{T_c}{T_b}\right)^r T_e}{k T_c}}; & \text{si } T_e \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta \left(\frac{T_c}{T_e}\right)^r T_e}{k T_c}}; & \text{si } T_b < T_e \leq T_c \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T_e > T_c \end{cases}$$

donde:

$$p = k + (1 - k) \left(\frac{T_c}{T_e}\right)^2$$



Se hace notar, en la ecuación anterior, que el cálculo del factor de reducción por ductilidad (Q') puede modificarse debido a un incremento de amortiguamiento en la estructura, a través del factor por amortiguamiento β .

2.3. FACTOR DE REDUCCIÓN POR SOBRRRESISTENCIA F_R

Quizás la fuente más grande de sobrerresistencia es el procedimiento de diseño mismo, ya que las estructuras se diseñan para efectos sísmicos reducidos por ductilidad, y en teoría, la resistencia máxima se alcanzará para los efectos sísmicos de diseño. En realidad, algunas secciones fluirán ante la acción sísmica, pero otras no lo harán al mismo tiempo, por lo que el comportamiento de la estructura no es esencialmente elastoplástico. El tratamiento riguroso del comportamiento real llevaría al empleo de métodos no lineales. El nuevo MOC propone, para el cálculo de sobrerresistencia, la siguiente ecuación:

$$F_R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{\frac{T_e}{T_a}}}; & \text{si } T_e \leq T_a \\ 2; & \text{si } T_e > T_a \end{cases}$$

2.4. MÉTODOS DE ANÁLISIS

En lo que se refiere a los métodos de análisis en la nueva propuesta del Manual de Obras Civiles para el Diseño por Sismo de CFE no existen cambios en cuanto a los tipos de análisis, y como se presenta en el Manual anterior (1993), se permite el empleo de tres métodos con algunas modificaciones que se describen a continuación:

2.4.1. Método Simplificado

Este método es aplicable a estructuras con altura menor que 13 m y que cumpla con las siguientes condiciones adicionales:

- La excentricidad torsional no deberá exceder el 10 % de la dimensión en planta
- La relación entre longitud y ancho de la planta no excederá de 2



- La relación entre altura y la dimensión mínima de la base no excederá de 1.5
- Se hará caso omiso de los desplazamientos, momentos torsionantes y momentos de volteo
- Sólo será necesario verificar que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros, proyectadas en la dirección en que se considera la aceleración, sea mayor o igual a la fuerza cortante en dicho piso, calculada como se especifica en el análisis estático en dos direcciones ortogonales
- En la nueva versión del MOC, en lugar de proporcionar una tabla con los coeficientes sísmicos reducidos por ductilidad y sobrerresistencia se incluirá un programa llamado PRODISIS el cual simplificará la interpretación

2.4.2 Método Estático

El método estático en general sigue las mismas bases que en la versión de 1993; sin embargo, existen algunas modificaciones, que permiten tomar en cuenta en forma explícita la sobrerresistencia de la estructura y/o un amortiguamiento adicional al 5 %, por lo que la expresión para evaluar las fuerzas de entrepiso se propone que sea de la siguiente manera:

$$P_n = W_n h_n \frac{\sum_{n=1}^{Ne} W_n}{\sum_{n=1}^{Ne} W_n h_n} \frac{c\beta}{Q' F_R}$$

donde:

W_n = Peso de la masa del nivel n

h_n = Altura sobre el nivel de desplante

Ne = Número total de niveles

Q' = Factor de reducción por ductilidad

2.4.2.1 Reducción de las fuerzas cortantes

Se propone que se permita la reducción de las fuerzas sísmicas usando una estimación del periodo fundamental de la estructura.

Cuando éste no exceda el valor de T_b , las fuerzas sísmicas se calcularán con la siguiente expresión:



$$P_n = W_n h_n \frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n}{\sum_{n=1}^{N_e} W_n h_n} \frac{a(\beta)}{Q' F_R}$$

En caso de que $T_e > T_b$, se empleará la siguiente ecuación:

$$P_n = W_n (\alpha_1 h_n + \alpha_2 h_n^2) \frac{a(\beta)}{Q' F_R}$$

donde:

$$\alpha_1 = (1 - 0.5r(1 - q)) \frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n}{\sum_{n=1}^{N_e} W_n h_n}$$

$$\alpha_2 = (0.75r(1 - q)) \frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n}{\sum_{n=1}^{N_e} W_n h_n^2}$$

$$q = \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^r$$

$r = 1.0, 1.33$ y 2.0 para terrenos con factor de sitio $F_s = 1, 1.0 < F_s \leq 1.5$ y $F_s > 1.5$, respectivamente. El factor de sitio F_s será 1 cuando la estructura se localice en terreno firme, varía entre 1 y 1.5 cuando se encuentre en zona de transición y será mayor de 1.5 cuando la estructura en estudio se encuentre en terreno blando. (Pérez Rocha et al, 2007)

2.4.3 Análisis dinámico

Para los casos que no cumplan con los requisitos para realizar un análisis estático, se establece el empleo del análisis modal espectral y el análisis paso a paso. El análisis paso a paso también puede ser modal. En este caso la respuesta total se encuentra mediante la superposición en el tiempo de las respuestas modales para cada uno de los modos de vibración.



2.4.3.1. Análisis modal espectral

El movimiento de las masas de una estructura de varios grados de libertad, sometida a excitación en su base, está gobernado por la siguiente ecuación matricial de equilibrio dinámico:

$$M_e \ddot{X}_e + C_e \dot{X}_e + K_e X_e = -\ddot{X}_0(t) M_e J$$

donde:

M_e = Matriz de masas de la estructura

C_e = Matriz de amortiguamiento

K_e = Matriz de rigideces

$\ddot{X}_e, \dot{X}_e, X_e$ = Vectores de aceleraciones, velocidades y desplazamientos, respectivamente, relativos al apoyo de la estructura.

\ddot{X}_0 = Aceleración del terreno.

J = Vector con componentes iguales a 1 en los grados de libertad en la dirección del movimiento y ceros en los demás grados de libertad.

La solución de esta ecuación en cualquier instante se puede expresar como la combinación de las respuestas debidas a la participación de cada uno de los modos naturales de vibración:

$$X_e(t) = \sum_{n=1}^{N_g} \phi_n D_n(t) Z_n$$

donde:

N_g = Número de grados de libertad de la estructura

D_n = Desplazamiento de un oscilador, con frecuencia natural igual a la del modo n (w_n)

ϕ_n = Coeficiente de participación del modo n

Z_n = n-ésimo modo natural de vibración

Para fines de diseño sólo es de interés conocer los desplazamientos máximos de la estructura, los cuales se obtienen con la siguiente expresión:

$$X_n = \phi_n S_d(T_n) Z_n$$



donde:

T_n = n-ésimo periodo natural de vibrar

$Sd(T_n)$ = Desplazamiento espectral correspondiente al n-ésimo periodo natural, dado por la ecuación:

$$Sd(T_n) = \frac{Sa(T_n)}{w_n^2}$$

donde:

$Sa(T_n) = a(T_n, \beta)g$ = Aceleración espectral de diseño, que es función del periodo natural y del factor de amortiguamiento de la estructura.

En estos términos, la n-ésima respuesta modal máxima en términos de aceleración espectral y reducida por ductilidad y sobre resistencia se define como:

$$X_n = \frac{\phi_n}{w_n^2} \frac{Sa(T_n)}{Q'(T_n)F_R(T_n)} Z_n$$

La respuesta máxima se puede aproximar considerando solamente la respuesta de los modos que contribuyen de manera significativa a la respuesta sísmica. Cuando se desprecia el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y de rotación respecto a un eje vertical (torsión) se recomienda incluir el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4 s, pero en ningún caso menos que los tres primeros modos de traslación en cada dirección de análisis. Con este requisito, al no considerar el acoplamiento, se desprecian aquellos modos naturales cuyo efecto combinado no modificaría las fuerzas de diseño significativamente. Este requisito es necesario cuando se trata de estructuras muy flexibles de periodo fundamental muy largo.

Cuando se reconozca explícitamente el acoplamiento con la rotación respecto a un eje vertical, será suficiente incluir el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibración, sean necesarios para que la suma de sus pesos efectivos sea mayor o igual que el 90% del peso total de la estructura. El peso efectivo de un modo, n , se determina como:

$$W_{en} = \frac{(Z_n^T M_e J)^2}{Z_n^T M_e Z_n} g$$



Si se reconoce explícitamente el acoplamiento entre los grados de libertad en traslación y rotación, el n-ésimo modo natural en la dirección de análisis debe interpretarse como el modo natural acoplado que mayor semejanza guarda con el n-ésimo modo natural desacoplado, debido a que aparecerán modos intermedios que acoplan los movimientos. Esta versión requiere cierta experiencia y conocimiento del comportamiento estructural. Una manera de incluir todos los modos necesarios consiste en tomar en cuenta todos los modos necesarios para que la suma de sus pesos efectivos sea mayor o igual que el 90% del peso total de la estructura. En forma simplificada, los modos que contribuyen en forma significativa a la respuesta son aquellos cuyo peso es mayor que el 5% del peso total.

En vista de que las respuestas modales no ocurren simultáneamente, la superposición directa de ellas es una cota superior de la respuesta total de la estructura. Por ello, las respuestas modales se combinarán para calcular las respuestas totales (S) con el criterio probabilista siguiente (siempre que los periodos de los modos naturales difieran al menos 10% entre sí):

$$S = \left(\sum_{n=1}^{N_e} S_n^2 \right)^{1/2}$$

Cuando en el análisis modal espectral se considera el acoplamiento entre los tres grados de libertad asignados a cada nivel (dos de traslación horizontal y uno de torsión), se estarán incluyendo tanto amplificación dinámica como las torsiones que obran en el resto de los entresijos. Entonces bastará tomar en cuenta, adicionalmente, la excentricidad accidental.

2.5. REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITES

Para la revisión de estados límite la nueva propuesta del MOC establece que se hará una distinción para el caso de estructuras nuevas y estructuras existentes, así como una diferencia en los límites para daños en elementos estructurales y no estructurales. La primera diferencia se debe a que las estructuras existentes pudieron haber sido diseñadas bajo versiones anteriores del reglamento, considerando efectos sísmicos menos severos, o debido a que durante su vida útil los edificios pudieron haber sufrido algún desplome, debido a la incursión en el intervalo inelástico durante algún evento severo.

En el estado de limitación de daños a elementos no estructurales (estado límite de servicio), las diferencias de desplazamientos entre pisos consecutivos, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas ($a(\beta)/Q'F_R$), multiplicadas por el factor $Q'F_R/F_{ser}$, no excederán de 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes. Cuando los elementos no estructurales estén separados de la estructura principal, el límite será 0.004. En donde F_{ser} es un factor de servicio.

Para seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales entre pisos consecutivos producidos por las acciones sísmicas, calculadas para las ordenadas



espectrales reducidas, multiplicadas por el factor QR y divididas por las diferencias de elevaciones correspondientes, no excederán las distorsiones de entrepiso establecidas en la tabla 2.1 para los distintos sistemas estructurales.

Las recomendaciones que se incluyen en esta propuesta del MOC básicamente se adoptaron de aquellas propuestas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTRCDF-04).

Tabla 2.1 Distorsiones permisibles de entrepiso, según la nueva propuesta del MOC, 2009

SISTEMA ESTRUCTURAL	DISTORSIÓN
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q= 3 ó 4)	0.030
Marcos dúctiles de acero (Q= 3 ó 4)	0.030
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.015
Losas planas sin muros o contravientos	0.015
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.020
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.015
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q= 3)	0.015
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada(Q= 1 ó 2)	0.010
Muros diafragma	0.006
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.005
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.002
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015



2.5.1 Revisión de estructuras existentes

En el cálculo de efectos sísmicos de edificios existentes se considerará el factor de comportamiento sísmico que le corresponde a la estructura en función de sus características generales y detalles estructurales, a menos que se pueda justificar un valor diferente. Sin embargo, cuando se refuerce una construcción del grupo B con elementos adicionales, y éstos sean capaces de resistir al menos el 50 % de las fuerzas sísmicas, mientras que la estructura original sea capaz de resistir el resto, se podrán emplear los valores de los factores de comportamiento sísmico que les corresponda a dichos elementos. Para ello, será necesario asegurar que se cuenta con un sistema de piso de rigidez y resistencia suficientes para transmitir las fuerzas que se generan en ellos por los elementos de refuerzo que se han colocado y, de no ser así, los sistemas de piso deberán reforzarse o rigidizarse para lograrlo.

CAPÍTULO 3

PROPUESTA DE UN MÉTODO DE DISEÑO DE EDIFICIOS CON DISIPADORES VISCOSOS LINEALES

El método que se propone en lo que sigue pretende ser una herramienta útil para el diseño de estructuras con amortiguamiento suplementario mediante disipadores viscosos. El método tiene fundamentos en las recomendaciones del FEMA-450 (ver Apéndices A y B).

Enseguida se describen los pasos a seguir para el diseño de estructuras sujetas a sollicitaciones sísmicas, con disipadores de energía viscosos lineales.

1. El primer paso consiste en revisar si la estructura cumple con los requisitos de resistencia y desplazamiento que marca la propuesta que se encuentra en desarrollo del Manual de Obras Civiles para el Diseño por Sismo (2009). En caso que no se cumplan y se desee rehabilitar la estructura con disipadores viscosos, se procederá a realizar los siguientes pasos.
2. Se obtienen las masas (m_i) y los pesos de cada entrepiso (w_i) así como los periodos (T_m) y formas modales (Z_{im}) de la estructura.
3. Se calculan los pesos modales (o cargas gravitacionales modales efectivas, (W_m) y los factores de participación modal (C_m), con las siguientes expresiones:

$$W_m = \frac{\left(\sum_{i=1}^N w_i \cdot Z_{im} \right)^2}{\sum_{i=1}^N w_i \cdot Z_{im}^2} \quad (3-1)$$

$$C_m = \frac{\sum_{i=1}^N w_i \cdot Z_{im}}{\sum_{i=1}^N w_i \cdot Z_{im}^2} \quad (3-2)$$



donde:

w_i = Peso correspondiente al i -ésimo nivel

Z_{im} = Forma modal correspondiente al i -ésimo nivel y al modo m

W_m = Peso modal (o carga gravitacional modal efectiva) correspondiente al modo m

C_m = Factor de participación modal correspondiente al modo m

N = Número de niveles

4. Se supone un valor de la constante de amortiguamiento (\bar{C}_i) para cada nivel (i). Con el valor de \bar{C}_i se calculará la relación de porcentaje de amortiguamiento crítico viscoso, empleando la siguiente ecuación (la justificación de dicha expresión en el diseño de amortiguadores viscosos se presenta en el Apéndice C):

$$\xi_{vm} = \left(\frac{T_m}{4\pi} \right) \frac{\sum_{i=1}^N \bar{C}_i \cos^2 \theta_i \cdot Z_{rim}^2}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i}{g} \right) \cdot Z_{im}^2} \quad (3-3)$$

donde:

ξ_{vm} = Relación de porcentaje de amortiguamiento viscoso crítico correspondiente al modo m

g = Aceleración de la gravedad

Z_{rim} = Desplazamiento relativo (r) modal correspondiente al i -ésimo entrepiso y al modo m

θ_i = Ángulo de inclinación del dispositivo disipador correspondiente al i -ésimo nivel

\bar{C}_i = Constante de amortiguamiento correspondiente al i -ésimo nivel

T_m = Periodo correspondiente al modo m

5. Se supone que el sistema presentará cierta demanda de ductilidad, por lo que se propone un valor de dicha ductilidad μ_D .
6. Se calcula el desplazamiento de azotea, suponiendo comportamiento inelástico (D_{mD}) del sistema, para lo cual se utiliza la ecuación:

$$D_{mD} = \frac{g}{4\pi^2} \cdot C_m \cdot C_{sm} \cdot T_{mD}^2 \cdot Q \cdot F_R \quad (3-4)$$



donde:

D_{mD} = Desplazamiento de azotea inelástico correspondiente al modo m

F_R = Factor de reducción por sobrerresistencia

Q = Factor de comportamiento sísmico

C_{sm} = Ordenada espectral de pseudoaceleraciones reducida por amortiguamiento (β), por ductilidad (μ_D) y por sobrerresistencia (F_R)

Para obtener la ordenada espectral (C_{sm}) que se utiliza en el paso 6 (con el fin de calcular el desplazamiento de azotea inelástico), se deberá proceder de la siguiente manera:

- Construir el espectro de aceleración modificado por el factor de amortiguamiento total del sistema (ξ'_e). Este está constituido por la suma del amortiguamiento inherente a la estructura (ξ_e) más el amortiguamiento del dispositivo disipador (ξ_{vm}). Es decir $\xi'_e = \xi_e + \xi_{vm}$
- El espectro se reduce por μ_D asociado a la ductilidad supuesta en el paso 5, y por el factor de reducción por sobrerresistencia F_R .
- Finalmente, se entra al espectro con el periodo (T_m) y se lee el valor de la ordenada espectral (C_{sm}).

7. Enseguida, se calcula la fuerza cortante del modo m en la base (V_m) con la expresión:

$$V_m = C_{sm} \cdot W_m \quad (3-5)$$

donde:

C_{sm} = Coeficiente sísmico inelástico obtenido como se indica en los pasos 6 a, b y c.

V_m = Cortante basal correspondiente al modo m .

- Se revisa que el cortante (V_1) no sea menor que el 75% del cortante en la base de la estructura (V_b) en la dirección de interés. Aquí es importante aclarar que el cortante en la base se refiere al cortante de toda la estructura convencional sin disipadores diseñada con el método estático. Si se estudia un marco en una dirección particular, el cortante se dividirá entre el número de marcos en dicha dirección ó en el caso de estructuras irregulares se tomará en cuenta la rigidez proporcional de cada marco.



9. Como siguiente paso se obtiene el desplazamiento de fluencia (D_y) a partir de un análisis no lineal estático (“pushover”) del marco en estudio.
10. Se calcula el cociente del desplazamiento de azotea (D_{mD}) entre el desplazamiento de fluencia (D_y) y se obtiene la demanda de ductilidad del marco. Este cociente debe ser similar a la ductilidad (μ_D) supuesta en el paso 5. Lo anterior se expresa como sigue:

$$\mu_D = \frac{D_{mD}}{D_y} \approx Q \quad (3-6)$$

Si no se cumple lo anterior se debe suponer un nuevo valor de μ_D y repetir los pasos 5 - 10. Otra opción es suponer nuevos valores tanto de la constante de amortiguamiento (\bar{C}_i) como de la ductilidad (μ_D).

11. Finalmente, se obtienen las sollicitaciones a las que se somete el marco en dos instantes de respuesta. Estos son: a) Máximo Desplazamiento, y b) Máxima Velocidad. La revisión consiste en los siguientes pasos:

11a) *Máximo Desplazamiento*

En esta etapa se calcula el desplazamiento máximo de cada nivel ($\delta_{i_{mD}}$), así como la distorsión máxima de entrepiso ($\Delta_{i_{mD}}$):

$$\delta_{i_{mD}} = D_{mD} \cdot Z_{im} \quad (3-7)$$

$$\Delta_{i_{mD}} = \delta_{i_{mD}} - \delta_{i-1_{mD}} \quad (3-8)$$

donde:

$\delta_{i_{mD}}$ = Desplazamiento máximo correspondiente al i-ésimo nivel y al modo m

$\Delta_{i_{mD}}$ = Distorsión máxima del entrepiso i correspondiente al modo m

Se obtienen las fuerzas laterales de diseño (Fi_m) y las fuerzas cortantes de diseño por entrepiso (Vi_m), con las expresiones siguientes:



$$Fi_{mD} = w_i \cdot Z_{im} \cdot \frac{C_m}{W_m} \cdot V_m \quad (3-9)$$

$$Vi_{mD} = \sum_{i=1}^N Fi_m \quad (3-10)$$

donde:

Fi_{mD} = Fuerza de diseño lateral correspondiente al i-ésimo nivel y al modo m

Vi_{mD} = Fuerza cortante de diseño por entrepiso correspondiente al i-ésimo nivel y al modo m

N = Número de niveles

11b) Máxima Velocidad

Se obtiene la velocidad (Vi_{mv}) tomando en cuenta el desplazamiento relativo calculado en el paso 12a y el periodo del modo m (T_m):

$$Vi_{mv} = \frac{2\pi}{T_m} \cdot \Delta_{i_{mD}} \quad (3-11)$$

donde:

Vi_{mv} = Velocidad correspondiente al i-ésimo nivel y al modo m

Se calcula la fuerza en el dispositivo disipador (Fdi_{mv}) mediante la expresión:

$$Fdi_{mv} = \bar{C}_i \cdot Vi_{mv} \cdot \cos \theta_i \quad (3-12)$$

donde:

Fdi_{mv} = Fuerza en el disipador correspondiente al i-ésimo entrepiso y al modo m

\bar{C}_i = Constante de amortiguamiento correspondiente al i-ésimo entrepiso

θ_i = Ángulo de inclinación del disipador correspondiente al i-ésimo entrepiso

A partir de la fuerza calculada en el paso anterior, se obtienen su componente horizontal:



$$\bar{F}di_{mv} = Fdi_{mv} \cdot \cos \theta_i \quad (3-13)$$

Para tomar en cuenta los modos superiores el método se repite a partir del paso 6, (excepto los pasos 8, 9, y 10, los cuales son exclusivos del primer modo). Las fuerzas de diseño se obtienen combinando los resultados mediante el método de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (SRSS).

Para la respuesta correspondiente a la etapa de máximo desplazamiento, la fuerza resultante se calcula con la siguiente expresión:

$$F_{tot} = F_R \sqrt{\sum_m (F_{imD})^2} \quad (3-14)$$

donde:

F_{imD} = Fuerza de diseño lateral correspondiente al i-ésimo nivel y al modo m en la etapa de máximo desplazamiento.

F_R = Factor de sobrerresistencia

Para la respuesta correspondiente a la etapa de máxima velocidad, la fuerza resultante se obtiene con la ecuación:

$$F_{tot} = \sqrt{\sum_m (F_{imv})^2} \quad (3-15)$$

F_{imv} = Fuerza de diseño lateral correspondiente al i-ésimo nivel y al modo m en la etapa de máxima velocidad.

12. Como último paso, se elige la mayor de las respuestas, ya sea la correspondiente a la etapa de máximo desplazamiento ó a la etapa de máxima velocidad. Los disipadores deberán diseñarse con las fuerzas correspondientes a estas etapas. La etapa de máxima velocidad solamente es aplicable a estructuras con disipadores cuya respuesta depende de la velocidad, como son los disipadores viscosos.

Las principales diferencias entre el método propuesto y el método del FEMA 450 se presentan en el Apéndice D.

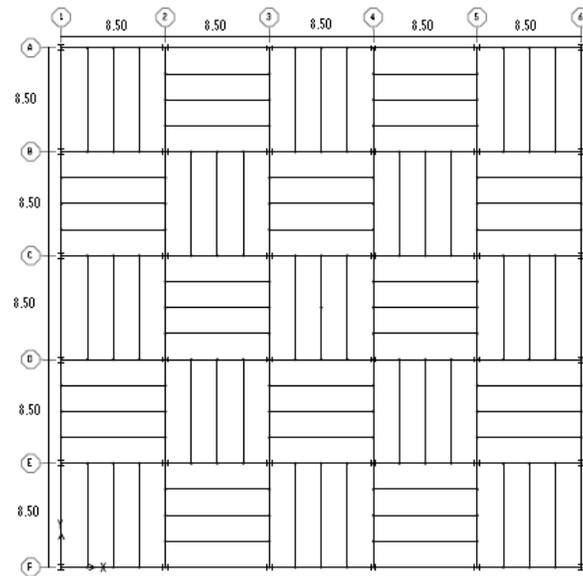
CAPÍTULO 4

OPCIÓN 1. REHABILITACIÓN DE UN EDIFICIO CON DISIPADORES VISCOSOS UTILIZANDO EL MÉTODO DE DISEÑO PROPUESTO

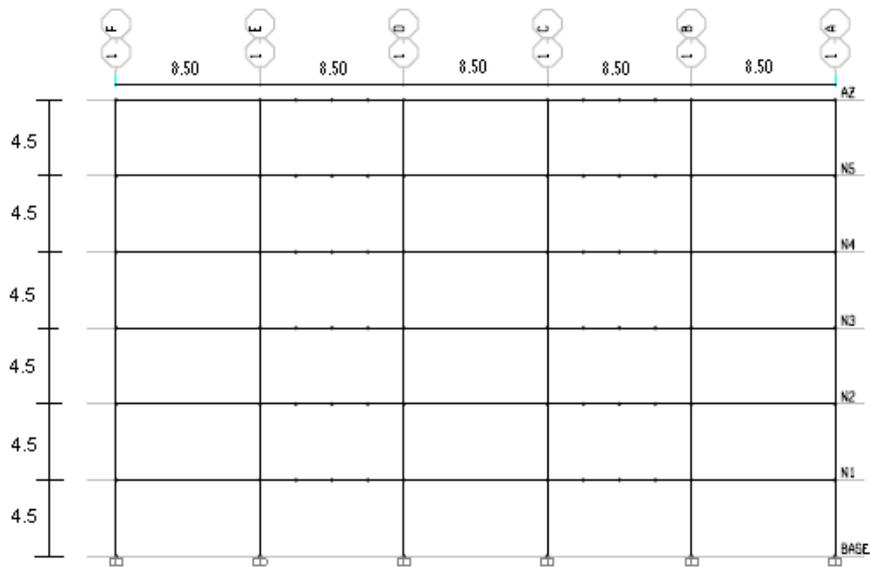
En lo que sigue se presenta una aplicación práctica del método propuesto. Se refiere a la rehabilitación de un edificio con disipadores viscosos. El edificio se refuerza para que cumpla con los requisitos de desplazamiento que marca la propuesta del MOC en desarrollo (2009). Para ello se utilizan amortiguadores de tipo viscoso (tipo Taylor). El método propuesto es de tipo modal espectral y se hará en dos dimensiones, es decir, no se tomarán en cuenta efectos de torsión.

4.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

La estructura existente consiste en un edificio de departamentos de seis niveles formado por marcos metálicos cuya planta y elevación se muestran en las figuras 4.1a y b. El edificio se encuentra localizado en terreno firme, y se revisará para que cumpla con los requisitos que estipula la propuesta del Manual de Obras Civiles para el Diseño por Sismo que se encuentra en desarrollo (2009). La estructura se rehabilitará primeramente con disipadores de energía de tipo viscoso aplicando el método propuesto en el Capítulo 3, posteriormente se reforzará con contravientos y se compararán resultados.



(a)



(b)

Figura 4.1. Planta y elevación de edificio de departamentos de 6 Niveles formado por marcos metálicos.



4.2. ANÁLISIS DE CARGAS

4.2.1 Cargas en la Planta Tipo

Enseguida se muestran las cargas que se usaron para la revisión de la estructura:

Carga Muerta (CM)

	kg/m ²
Acabado en piso	100
Muros divisorios	100
Instalaciones	20
Plafón	20
Adicional	40
	<hr/>
	280

Carga Viva (Casa Habitación)

Carga Viva Máxima (CVm)	250
Carga Viva Instantánea (CVa)	180

<u>Sumatoria de Cargas</u>	(CM+CVm) 530
	(CM+CVa) 460

4.2.2 Cargas en la Azotea

Carga Muerta (CM)

	kg/m ²
Relleno para pendiente	300
Instalaciones	20
Plafón	20
Adicional	40
	<hr/>
	380

Carga Viva (Azotea con pendiente < 5%)

Carga Viva Máxima (CVm)	100
Carga Viva Instantánea (CVa)	70

<u>Sumatoria de Cargas</u>	(CM+CVm) 480
	(CM+CVa) 450



4.3. MATERIALES

Las propiedades de los materiales que constituyen la superestructura y la cimentación, son las siguientes:

Superestructura:

- Esfuerzo de fluencia del acero estructural $f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad del acero estructural $E_s = 2039000 \text{ kg/cm}^2$

Cimentación:

- Concreto Clase I
- Peso volumétrico del concreto $P.V. = 2400 \text{ kg/m}^3$
- Resistencia del concreto a compresión pura $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad del concreto $E_c = 14000 \sqrt{f'_c}$
- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad del acero de refuerzo $E = 20390000 \text{ kg/cm}^2$

4.4. ESTRUCTURACIÓN

El edificio está formado por marcos metálicos y tiene un sistema de piso formado por trabes secundarias y losacero. Las secciones de trabes se muestran por nivel en la tabla 4.1 y las de las columnas en la tabla 4.2.

Tabla 4.1 Secciones de vigas principales y secundarias por nivel

Nivel	Trabes Principales	Trabes Secundarias
N4 AZ	W 24x68	W 12x40
	W 24x94	W 12x40
	W 27x102	W 12x40
N1 - N3	W 27x102	W 12x40
	W 27x129	W 12x40
	W 27x146	W 12x40

Tabla 4.2 Secciones de columnas

Nivel	Columnas
N1 - AZ	W 14x211
	W 14x311
	W 14x398
	W 14x233



4.5. ESPECTRO DE DISEÑO UTILIZADO PARA LA REVISION

Se revisó el edificio aplicando un análisis dinámico modal. Se utilizó el programa de análisis especializado “ETABS Nonlinear”. Se utilizaron los parámetros del espectro de diseño siguientes:

$$a_0 = 250 \text{ m/s}^2 \text{ (aceleración máxima en roca)}$$

$$c = 0.637 \text{ (ordenada espectral máxima)}$$

$$T_s = 0.5 \text{ s (periodo del suelo)}$$

$$T_a = 0.1 \text{ s (límite inferior de la segunda rama del espectro)}$$

$$T_b = 0.6 \text{ s (límite superior de la segunda rama del espectro)}$$

$$T_c = 3 \text{ s (límite superior de la tercera rama del espectro)}$$

$$\xi_e = 5 \% \text{ (amortiguamiento inherente)}$$

$$Q = 3 \text{ (factor de comportamiento sísmico)}$$

$$F_R = 2 \text{ (factor de reducción por sobrerresistencia)}$$

$$\rho = 1 \text{ (factor de redundancia)}$$

Nótese que la estructura se localiza en terreno rocoso y que el factor de redundancia es 1 debido a que la estructura cuenta con al menos dos marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis y que cada marco o línea de defensa dispone de al menos dos crujeas o estructuraciones equivalentes.

Con estos parámetros y utilizando la propuesta del MOC en desarrollo (2009) (ver Capítulo 2) se obtiene el espectro que se muestra en la figura 4.2. En donde las ordenadas espectrales elásticas aparecen divididas entre $Q'F_R$.

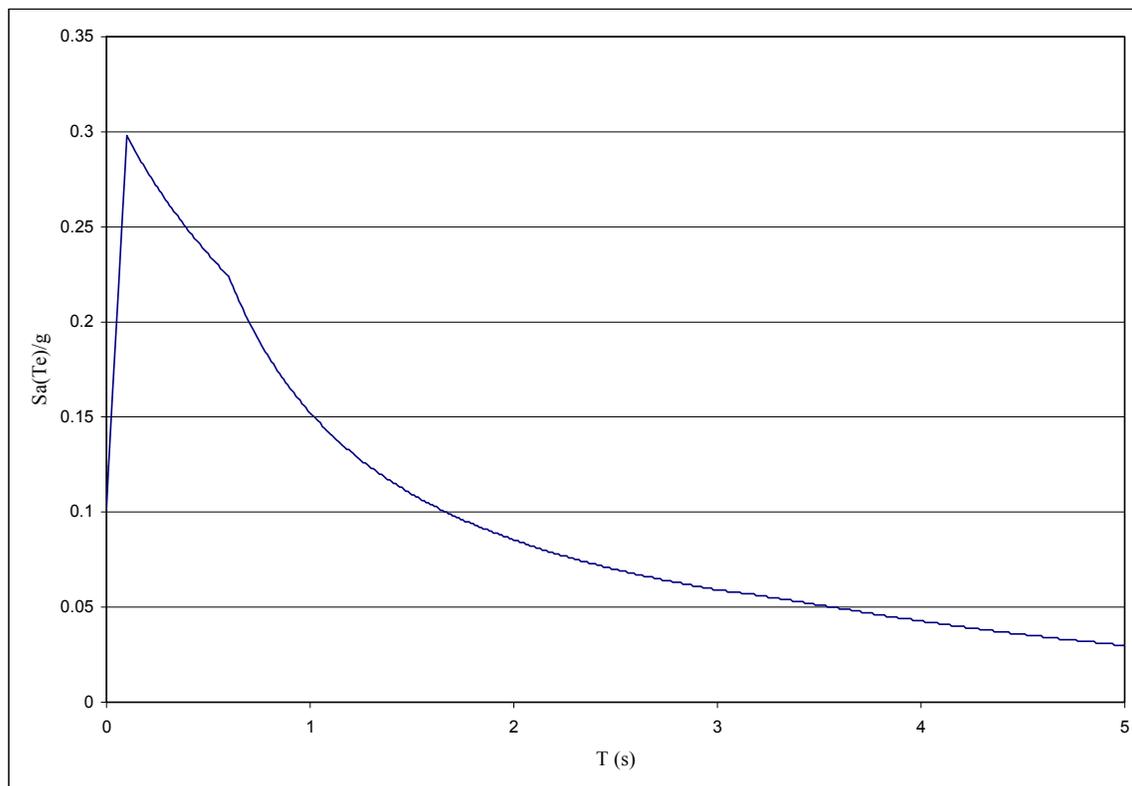


Figura 4.2. Espectro de diseño con el que se realizó el análisis dinámico del edificio de departamentos existente (Hidalgo Toxqui, 2009), $a_0 = 250 \text{ m/s}^2$, $Q = 3$, $F_R = 2$, $\xi_e = 5\%$

4.6. RESULTADOS DE LA REVISIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

Una vez que se realizó el análisis modal se determinó que la estructura presenta un diseño adecuado ante cargas gravitacionales, así como ante cargas sísmicas en la revisión por resistencia; sin embargo, no cumple por desplazamientos de acuerdo con lo establecido para estructuras existentes por la propuesta del MOC en desarrollo (2009), la cual señala que para marcos dúctiles de acero la distorsión máxima permisible es de 0.030. Esto se muestra en la figura 4.3. Es importante mencionar que la revisión de la estructura se realizó en tres dimensiones; es decir, se tomaron en cuenta efectos de torsión. Se supuso que las losas son diafragmas rígidos en su plano. El cortante en la base resultó igual a 976.6 ton, o sea que a cada marco le corresponde un valor $V_b = \frac{976.6}{6} = 162.8 \text{ ton}$.

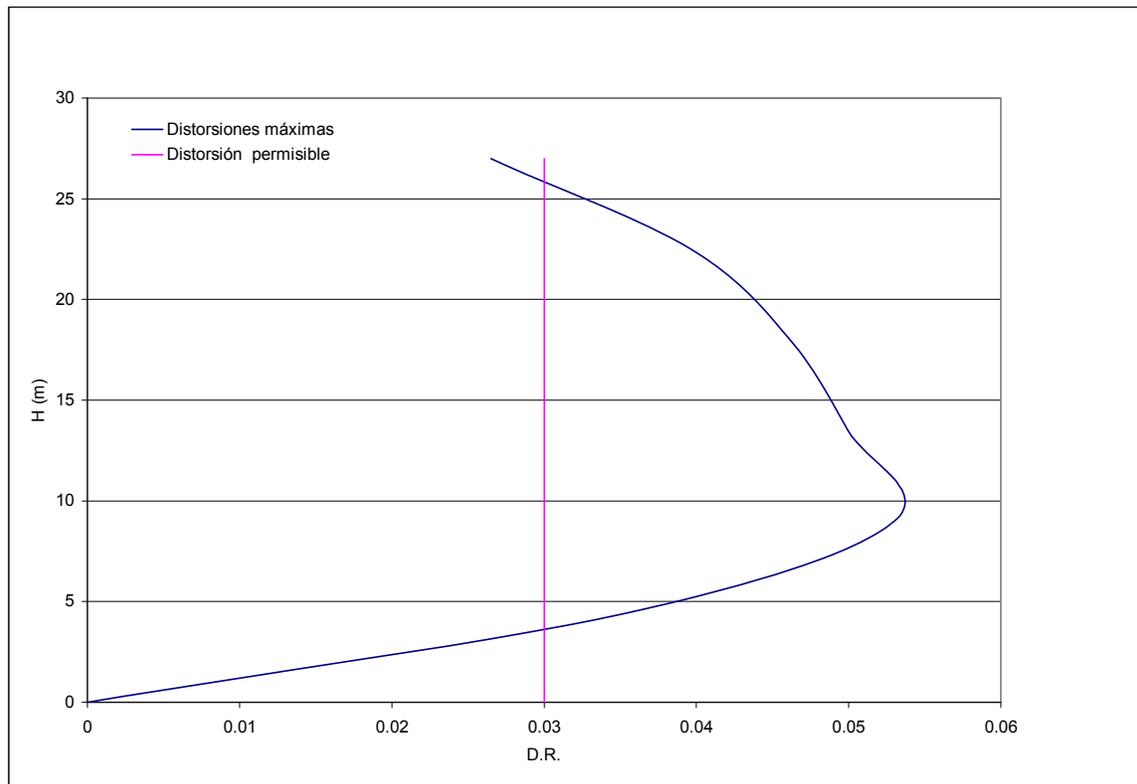


Figura 4.3. Distorsiones de entrepiso de la estructura existente revisada con la nueva propuesta del MOC (2009).

4.7. CIMENTACIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

La cimentación del edificio es a base de zapatas aisladas. Para su diseño se consideró una capacidad de carga última de 50 ton/m^2 . Las zapatas tienen las dimensiones y armados que se muestran en la tabla 4.3. En la figura 4.4 se muestra una zapata tipo que ilustra la nomenclatura de la tabla 4.3.

Tabla 4.3. Dimensiones de zapatas de la estructura existente, dados, profundidad de desplante y armados.

Zapata	B (m)	L (m)	H1 (m)	b (m)	l (m)	Df	Armado
De esquina	3.4	3.4	0.7	0.6	0.6	1.25	# 6 @ 15
Perimetrales	3.6	3.6	0.7	0.6	0.6	1.25	# 8 @ 25
Centrales	3.8	3.8	0.8	0.6	0.6	1.25	# 8 @ 20

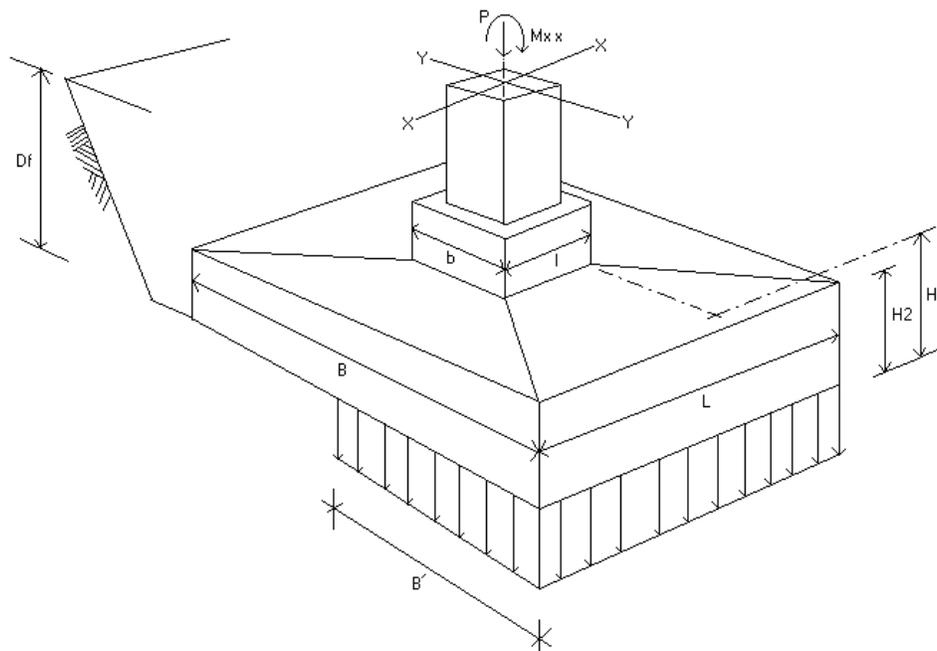


Figura 4.4. Zapata tipo de la estructura en estudio

4.8. APLICACIÓN DEL MÉTODO PROPUESTO PARA LA REHABILITACIÓN DE LA ESTRUCTURA CON DISIPADORES VISCOSOS

En lo que sigue se aplican los pasos del método propuesto a la estructura por rehabilitar.

Paso 1. Se revisó la estructura existente para ver si cumplía con los requerimientos establecidos en el Manual de Obras Civiles de Diseño por Sismo de CFE que se encuentra en desarrollo (2009). Se encontró que la estructura cumple por resistencia, pero no por desplazamiento.

Paso 2. Se obtuvieron las propiedades dinámicas del marco que se muestran en la Tabla 4.4. Para ello se utilizó el programa de análisis especializado “ETABS Non linear”.



Tabla 4.4. Propiedades del edificio de departamentos existente

Nivel	w_i (ton)	m_i (ton)	Cos θ_i	Período			Forma modal		
				1er Modo T_1	2o Modo T_2	3er Modo T_3	1er Modo Z_1	2o Modo Z_2	3er Modo Z_3
AZ	420.0	171.3	0.88	1.80	0.60	0.30	1.00	1.00	1.00
N5	392.9	160.2	0.88				0.93	0.31	-0.71
N4	392.9	160.2	0.88				0.76	-0.54	-1.29
N3	395.7	161.4	0.88				0.55	-1.04	-0.10
N2	395.7	161.4	0.88				0.34	-0.96	1.24
N1	395.7	161.4	0.88				0.14	-0.46	1.00

Paso 3. Se calculan las siguientes propiedades: peso modal (W_m) y factor de participación modal (C_m).

Primer Modo

Nivel	w_i (ton)	Z_1	Z_1^2	$w_i \cdot Z_1$	$w_i \cdot Z_1^2$
AZ	420.0	1	1	420.0	420.0
N5	392.9	0.93	0.87	365.8	340.6
N4	392.9	0.76	0.58	298.0	226.1
N3	395.7	0.55	0.30	218.3	120.5
N2	395.7	0.34	0.12	136.5	47.1
N1	395.7	0.14	0.02	54.6	7.5
$\Sigma =$				1493.2	1161.7

$$\left(\sum w_i \cdot Z_1\right)^2 = 2.23E+06 \text{ ton}$$

$$\sum w_i \cdot Z_1^2 = 1161.7$$

$$W_1 = 1919.6 \text{ ton}$$

$$C_1 = 1.28$$

Segundo Modo

Nivel	w_i (ton)	Z_2	Z_2^2	$w_i \cdot Z_2$	$w_i \cdot Z_2^2$
AZ	420.0	1	1	420.0	420.0
N5	392.9	0.31	0.09	120.9	37.2
N4	392.9	-0.54	0.29	-211.6	113.9
N3	395.7	-1.04	1.08	410.9	426.7
N2	395.7	-0.96	0.92	-380.5	365.9
N1	395.7	-0.46	0.21	182.6	84.3
$\Sigma =$				-644.7	1448.0



$$\begin{aligned} \left(\sum w_i \cdot Z_2\right)^2 &= 4.15E+05 \text{ ton} \\ \sum w_i \cdot Z_2^2 &= 1448.0 \\ W_2 &= 287.1 \text{ ton} \\ C_2 &= -0.45 \end{aligned}$$

Para el análisis modal se debe incluir el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibración, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual al 90 % del peso total de la estructura. Para ello se realizan los siguientes cálculos:

$\Sigma W_i =$	2206.2 ton	Suma de los pesos efectivos de 1er modo más 2º modo
Peso Total=	2392.8 ton	Suma del peso total de la estructura
Porcentaje=	92%	

Se deduce que la suma de los dos primeros modos son suficientes para alcanzar más del 90 % del peso total de la estructura, por lo que para el análisis se utilizarán únicamente los dos primeros modos de vibración de la estructura.

Paso 4. Se propone una constante de amortiguamiento $\bar{C}_i = 0.9 \frac{kN \cdot s}{mm}$, correspondiente a cada nivel (i), con la cual se calcula la relación de porcentaje de amortiguamiento crítico viscoso para cada modo m mediante la expresión:

$$\xi_{vm} = \left(\frac{T_m}{4\pi}\right) \frac{\sum_{i=1}^N \bar{C}_i \cos^2 \theta_i \cdot Z_{rim}^2}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i}{g}\right) \cdot Z_{im}^2}$$

Primer Modo

$$T_1 = 1.8 \text{ s}$$

Nivel	w_i (ton)	C_i	$\cos^2 \theta_i$	Z_1	Z_1^2	Z_{r1}	Z_{r1}^2	$C_i \cdot \cos^2 \theta_i \cdot Z_{r1}^2$	$\left(\frac{w_i}{g}\right) \cdot Z_1^2$
AZ	420.0	0.9	0.785	1.00	1.00	0.07	0.005	0.56	4.20
N5	392.9	0.9	0.785	0.93	0.87	0.17	0.029	0.56	3.66
N4	392.9	0.9	0.785	0.76	0.58	0.21	0.044	0.56	2.98
N3	395.7	0.9	0.785	0.55	0.30	0.21	0.044	0.56	2.18
N2	395.7	0.9	0.785	0.34	0.12	0.20	0.040	0.56	1.36
N1	395.7	0.9	0.785	0.14	0.02	0.14	0.019	0.56	0.55
						$\Sigma =$		3.33	14.93



Sustituyendo en la ecuación anterior se obtiene el siguiente porcentaje de amortiguamiento crítico, correspondiente al primer modo:

$$\xi_{v1} = 0.07$$

Segundo Modo

$$T_2 = 0.6 \text{ s}$$

Nivel	w_i kN (ton)	C_i	$\cos^2 \theta_i$	Z_2	Z_2^2	Z_{ri2}	Z_{ri2}^2	$C_i \cdot \cos^2 \theta_i \cdot Z_{ri2}^2$	$\left(\frac{w_i}{g}\right) \cdot Z_2^2$
AZ	420.0	0.9	0.7854	1.00	1.00	0.70	0.48	0.56	4.20
N5	392.9	0.9	0.7854	0.31	0.095	0.85	0.72	0.56	1.21
N4	392.9	0.9	0.7854	-0.54	0.29	0.50	0.25	0.56	-2.12
N3	395.7	0.9	0.7854	-1.04	1.08	-0.08	0.006	0.56	-4.11
N2	395.7	0.9	0.7854	-0.96	0.93	-0.50	0.25	0.56	-3.80
N1	395.7	0.9	0.7854	-0.46	0.21	-0.46	0.21	0.56	-1.83
							$\Sigma =$	3.33	-6.45

Sustituyendo en la ecuación anterior se obtiene el siguiente porcentaje de amortiguamiento crítico correspondiente al segundo modo:

$$\xi_{v2} = 0.2$$

4.8.1. Cálculo de la respuesta en el primer modo ($T_1 = 1.8$ s)

Paso 5. Se supone una ductilidad efectiva $\mu_D = 3$.

Paso 6. Con la ductilidad supuesta se obtiene el desplazamiento de azotea (D_{mD}) considerando comportamiento inelástico.

El coeficiente sísmico para determinar el desplazamiento de azotea (considerando el comportamiento inelástico) se obtiene a partir del espectro de la figura 4.5, con el periodo del primer modo ($T_1 = 1.8$ s). Se considera un amortiguamiento $\xi'_e = 12\%$, que es la suma del amortiguamiento inherente a la estructura $\xi_e = 5\%$ más la relación de porcentaje de amortiguamiento viscoso crítico correspondiente al primer modo $\xi_{v1} = 7\%$.

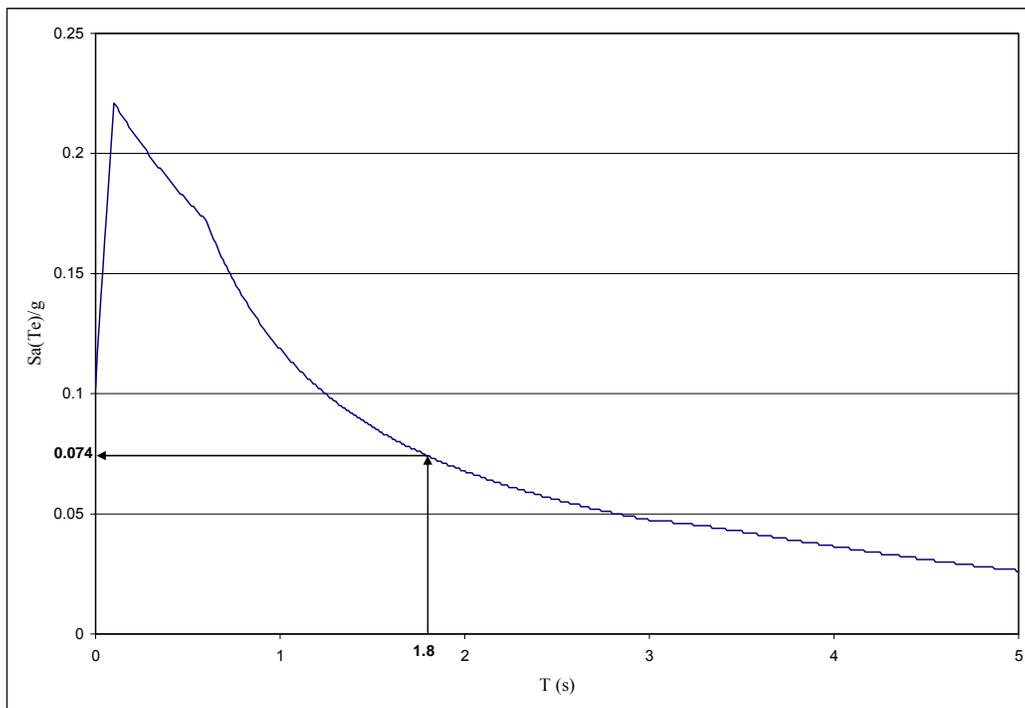


Figura 4.5. Espectro de aceleración inelástico ($a_0 = 250 \text{ m/s}^2$, $\mu_D = 3$, $F_R = 2$ y $\xi'_e = 12\%$) (Hidalgo Toxqui, 2009). Primer Modo

$$D_{1D} = \frac{g}{4\pi^2} \cdot C_1 \cdot C_{s1} \cdot T_{1D}^2 \cdot Q \cdot R = \frac{981}{4\pi^2} \cdot 1.28 \cdot 0.074 \cdot 1.8^2 \cdot 3 \cdot 2 = 45.8 \text{ cm}$$

Pasos 7 y 8. Como siguiente paso se calcula el cortante basal (V_1). Se revisa que éste no sea menor que el 75% del cortante de la estructura (V_b), para ello se utiliza el coeficiente sísmico inelástico $C_{s1} = 0.074$ (ver Figura 4.5):

$$V_1 = C_{s1} \cdot W_1 = 0.074 \cdot 1919.6 = 142.1 \text{ ton} > \frac{976.6}{6} \cdot 0.75 = 122.1 \text{ ton}$$

Esto indica que se cumple la condición de que el cortante (V_1) es mayor que el 75% del cortante basal de la estructura.

Paso 9. El siguiente paso es obtener el desplazamiento de fluencia (D_y), haciendo un análisis no lineal estático (“pushover”) del marco en estudio. Este análisis se realizó con el programa “ETABS Non linear”. Se obtuvo la gráfica que se muestra en la figura 4.6. En dicha gráfica se observa que el desplazamiento de fluencia es igual a $D_y = 29 \text{ cm}$.

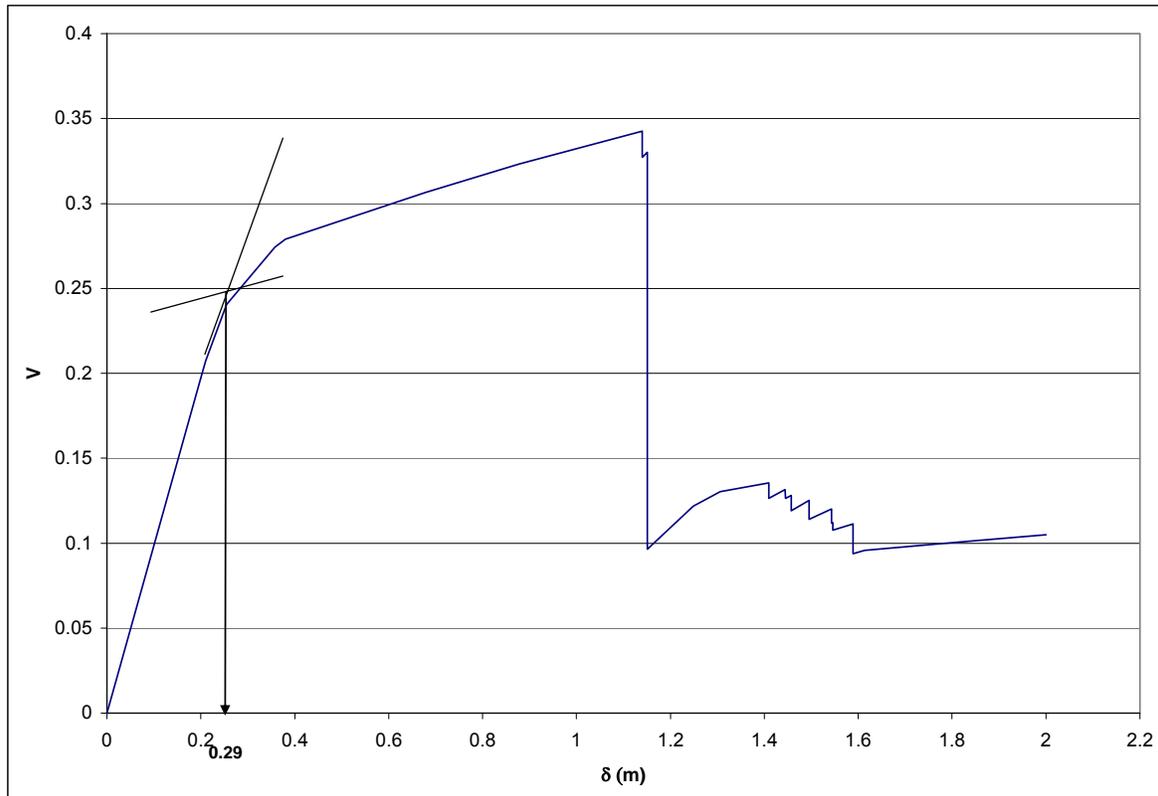


Figura 4.6. Análisis no lineal estático del marco en estudio

Paso 10. Se calcula la demanda de ductilidad, y se compara con el valor μ_D (supuesto en el paso 5). Como se observa abajo, la ductilidad calculada es menor que la supuesta. (La estructura se diseñó originalmente con una ductilidad de 2; sin embargo a partir de la figura 4.6 se puede establecer que el marco dispone de una ductilidad mayor).

$$\frac{45.8}{29.0} = 1.6 < 3$$

Por lo que se acepta la ductilidad supuesta en el paso 5.

Paso 11. Como siguiente paso se revisa el marco en los dos instantes de respuesta:

11a) *Máximo Desplazamiento*

Se obtienen los desplazamientos de entrepiso y los desplazamientos relativos con base en el desplazamiento de azotea $D_{1D} = 45.8$ cm, calculado en el paso 6.



$$\delta_{iD} = D_{1D} \cdot Z_{i1}$$

$$\delta_{iD} = 45.8 \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.930 \\ 0.760 \\ 0.550 \\ 0.340 \\ 0.140 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 45.8 \\ 42.8 \\ 34.9 \\ 25.4 \\ 15.8 \\ 6.4 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\Delta_{iD} = \delta_{iD} - \delta_{i-1D}$$

$$\Delta_{iD} = \begin{Bmatrix} 3.2 \\ 7.9 \\ 9.5 \\ 9.5 \\ 9.5 \\ 6.4 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

Posteriormente, se calcularon las fuerzas laterales (F_i) y los cortantes de entrepiso (V_i):

$$F_{iD} = w_i \cdot Z_{i1} \cdot \frac{C_1}{W_1} \cdot V_1$$

$$F_{iD} = \begin{Bmatrix} 420.0 \times 1.00 \times \frac{1.2800}{1919.6} \times 142.1 \\ 392.9 \times 0.930 \times \frac{1.2800}{1919.6} \times 142.1 \\ 392.9 \times 0.760 \times \frac{1.2800}{1919.6} \times 142.1 \\ 395.7 \times 0.550 \times \frac{1.2800}{1919.6} \times 142.1 \\ 395.7 \times 0.340 \times \frac{1.2800}{1919.6} \times 142.1 \\ 395.7 \times 0.140 \times \frac{1.2800}{1919.6} \times 142.1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 40.0 \\ 34.8 \\ 28.4 \\ 20.8 \\ 13.0 \\ 5.2 \end{Bmatrix} \text{ ton}$$



$$Vi_{1D} = \sum_{i=1}^N Fi_1$$

$$Vi_{1D} = \left\{ \begin{array}{c} 40.0 \\ 74.8 \\ 103.1 \\ 123.9 \\ 136.8 \\ 142.0 \end{array} \right\} \text{ ton}$$

11b) *Máxima Velocidad*

Se calcula la velocidad (Vi), tomando en cuenta el desplazamiento máximo (Δi) y el periodo del primer modo (T_1). Finalmente, con dicha velocidad se calcula la fuerza que deberá resistir el dispositivo disipador (F_{di}) en el primer modo.

$$Vi_{1v} = \frac{2\pi}{T_1} \cdot \Delta_{iD}$$

$$Vi_{1v} = \frac{2\pi}{1.80} \left\{ \begin{array}{c} 0.032 \\ 0.079 \\ 0.095 \\ 0.095 \\ 0.095 \\ 0.063 \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} 0.11 \\ 0.28 \\ 0.33 \\ 0.33 \\ 0.33 \\ 0.22 \end{array} \right\} \text{ m/s}$$

$$Fdi_{1v} = 0.9 \left\{ \begin{array}{c} 0.11 \\ 0.28 \\ 0.33 \\ 0.33 \\ 0.33 \\ 0.22 \end{array} \right\} \times \cos 27.6 = \left\{ \begin{array}{c} 37.9 \\ 94.8 \\ 113.7 \\ 113.7 \\ 113.7 \\ 75.8 \end{array} \right\} \text{ ton}$$

Componente horizontal de la fuerza que deberá resistir el disipador en el primer modo de vibración:



$$Vdi_{1v} = \begin{Bmatrix} 37.9 \\ 94.8 \\ 113.7 \\ 113.7 \\ 113.7 \\ 75.8 \end{Bmatrix} \times \cos 27.6 = \begin{Bmatrix} 33.4 \\ 83.4 \\ 100.1 \\ 100.1 \\ 100.1 \\ 66.7 \end{Bmatrix} \text{ ton}$$

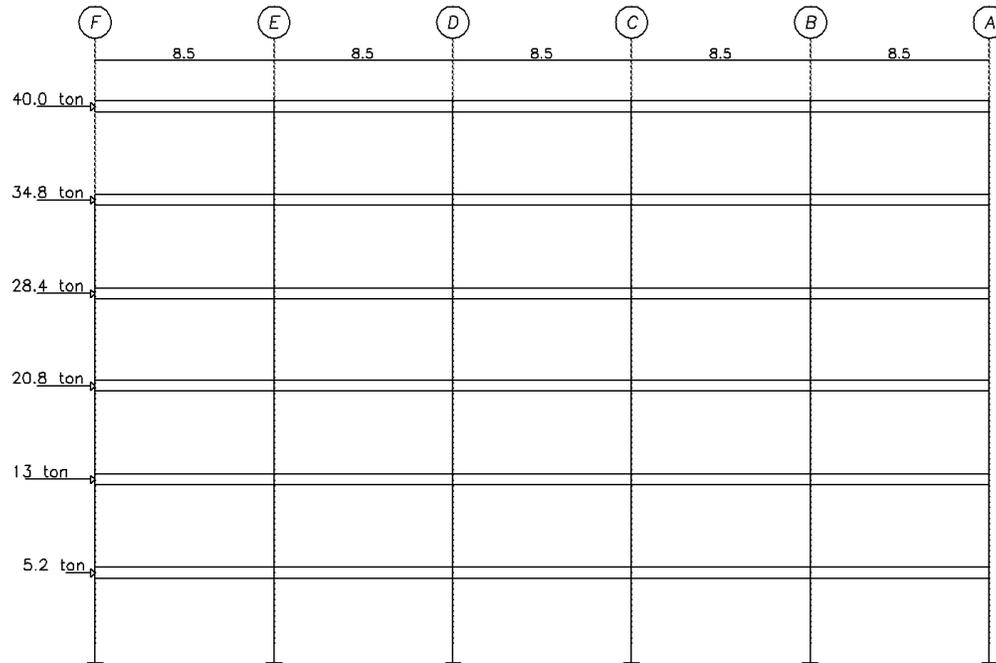
Fuerzas de inercia horizontales:

$$F_{1D1v} = \begin{Bmatrix} 33.4 \\ 50.1 \\ -16.6 \\ 0.0 \\ 0.0 \\ -33.4 \end{Bmatrix} \text{ ton}$$

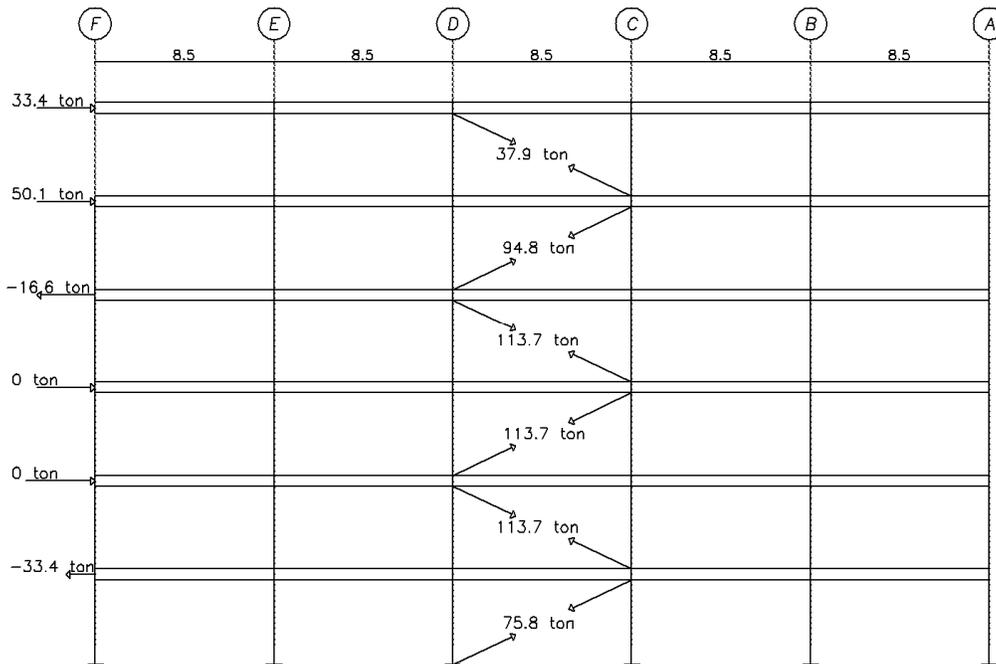
En las Figuras 4.7a y b se muestran las fuerzas solicitadas en el primer modo de vibración correspondiente a cada instante por el marco en estudio. En la figura 4.7a se muestran las fueras de diseño en el instante de máximo desplazamiento, y en la figura 4.7b se presentan las fuerzas en el instante de máxima velocidad, así como las fuerzas que deberá resistir el dispositivo disipador.



Opción 1. Rehabilitación de un edificio con disipadores viscosos utilizando el método de diseño propuesto



(a)



(b)

Figura 4.7. Fuerzas correspondientes al marco en los dos instantes: a) Máximo desplazamiento y b) Máxima velocidad. Primer periodo ($T_1 = 1.8$ s).



4.8.2. Cálculo de la respuesta en el segundo modo ($T_2 = 0.60$ s)

Paso 6. Se obtiene el coeficiente sísmico a partir del espectro de aceleración inelástico figura 4.7 ($\xi'_e = 25\%$), el cual es el resultado de sumar el amortiguamiento inherente a la estructura $\xi_e = 5\%$ más la relación de porcentaje de amortiguamiento viscoso crítico correspondiente al segundo modo ($\xi_{v2} = 20\%$). Con el periodo de este modo se calcula el desplazamiento de azotea inelástico.

Paso 7. Para obtener el cortante basal de diseño del segundo modo, se utiliza también el espectro de aceleración inelástico, usando el periodo del segundo modo ($T_2 = 0.6s$) como se muestra en al figura 4.7.

$$D_{2D} = \frac{981}{4\pi^2} \cdot |-0.45| \cdot 0.131 \cdot 0.60^2 \cdot 3 \cdot 2 = 3.1 \text{ cm}$$

$$C_{s2} = 0.131$$

$$V_2 = 0.131 \cdot 287.1 = 37.6 \text{ ton}$$

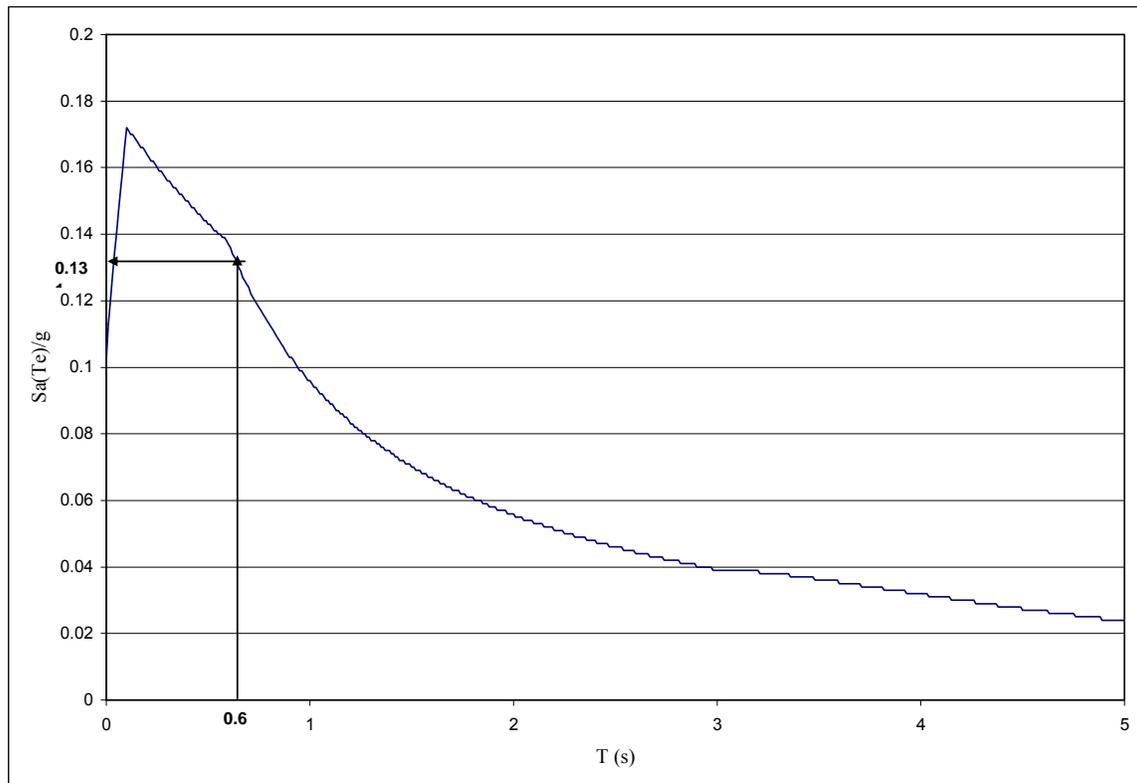


Figura 4.8. Espectro de aceleración inelástico ($a_0 = 250\text{m/s}^2$, $\mu_D = 3$, $F_R = 2$ y $\xi'_e = 25\%$) (Hidalgo Toxqui, 2009). Segundo Modo.



Como se mencionó en el Capítulo 4, para tomar en cuenta los modos superiores el método se repite a partir del paso 6, exceptuando los pasos 8, 9 y 10 ya que no se requiere revisar nuevamente la ductilidad propuesta (que se revisó anteriormente utilizando el modo fundamental de vibración).

Paso 11. Se revisa el marco en los dos instantes de respuesta correspondientes al segundo modo de vibración.

11a) *Máximo Desplazamiento*

Se obtienen los desplazamientos de entrepiso y los desplazamientos relativos con base en el desplazamiento de azotea correspondiente al segundo modo de vibración:

$$\delta_{i_{2D}} = D_{2D} \cdot Z_{i2}$$

$$\delta_{i_{2D}} = 3.1 \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.310 \\ -0.540 \\ 1.040 \\ -0.960 \\ -0.460 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 3.1 \\ 1.0 \\ -1.7 \\ 3.3 \\ -3.0 \\ -1.5 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\Delta_{i_{2D}} = \delta_{i_{2D}} - \delta_{i-1_{2D}}$$

$$\Delta_{i_{2D}} = \begin{Bmatrix} 2.2 \\ 2.7 \\ 1.6 \\ -0.3 \\ -1.6 \\ -1.5 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

Posteriormente, se calculan las fuerzas laterales y los cortantes de entrepiso:

$$Fi_{2D} = w_i \cdot Z_{i2} \cdot \frac{C_2}{W_{21}} \cdot V_2$$



$$F_{i_{2D}} = \begin{pmatrix} 420.0 \times 1.00 \times \frac{-0.45}{287.1} \times 37.6 \\ 392.9 \times 0.310 \times \frac{-0.45}{287.1} \times 37.6 \\ 392.9 \times -0.540 \times \frac{-0.45}{287.1} \times 37.6 \\ 395.7 \times -1.040 \times \frac{-0.45}{287.1} \times 37.6 \\ 395.7 \times -0.960 \times \frac{-0.45}{287.1} \times 37.6 \\ 395.7 \times -0.460 \times \frac{-0.45}{287.1} \times 37.6 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 24.5 \\ 7.2 \\ -12.4 \\ 24.0 \\ -22.2 \\ -10.7 \end{pmatrix} \text{ ton}$$

$$V_{i_{2D}} = \sum_{i=1}^N F_{i2}$$

$$V_{i_{2D}} = \begin{pmatrix} 24.5 \\ 31.6 \\ 19.2 \\ -4.8 \\ -27.0 \\ -37.6 \end{pmatrix} \text{ ton}$$

11b) Máxima Velocidad

Se calcula la velocidad, tomando en cuenta el desplazamiento máximo y el periodo del segundo modo. Finalmente con dicha velocidad se calcula la fuerza que deberá resistir el dispositivo disipador en el segundo modo de vibración:

$$V_{i_{2v}} = \frac{2\pi}{T_{2D}} \cdot \Delta_{i_2}$$

$$\nabla_{i_{2v}} = \frac{2\pi}{0.60} \begin{pmatrix} 0.022 \\ 0.027 \\ 0.016 \\ -0.002 \\ -0.016 \\ -0.014 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.227 \\ 0.277 \\ 0.164 \\ -0.025 \\ -0.164 \\ -0.151 \end{pmatrix} \text{ m/s}$$



$$Fdi_{2v} = 0.9 \begin{Bmatrix} 23.2 \\ 28.3 \\ 16.7 \\ -2.6 \\ -16.7 \\ 15.4 \end{Bmatrix} \times \cos 27.6 = \begin{Bmatrix} 77.8 \\ 95.1 \\ 56.2 \\ -8.7 \\ -56.2 \\ -51.9 \end{Bmatrix} \text{ ton}$$

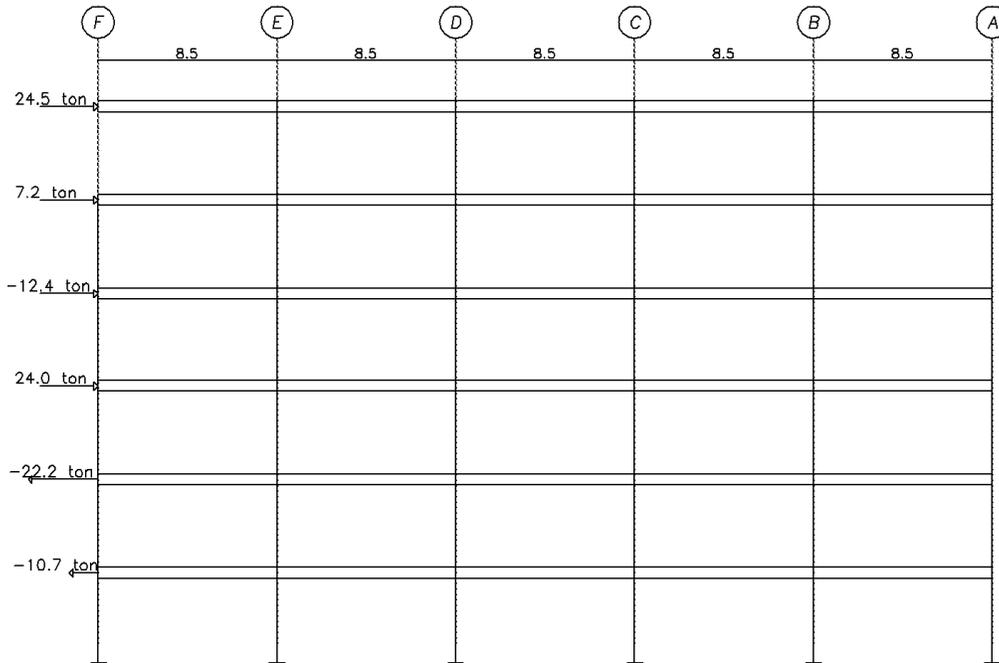
Componente horizontal de la fuerza que deberá resistir el disipador:

$$Vdi_{2v} = \begin{Bmatrix} 77.8 \\ 95.1 \\ 56.2 \\ -8.7 \\ -56.2 \\ -51.9 \end{Bmatrix} \times \cos 27.6 = \begin{Bmatrix} 68.5 \\ 83.7 \\ 49.5 \\ -7.60 \\ -49.5 \\ -45.6 \end{Bmatrix} \text{ ton}$$

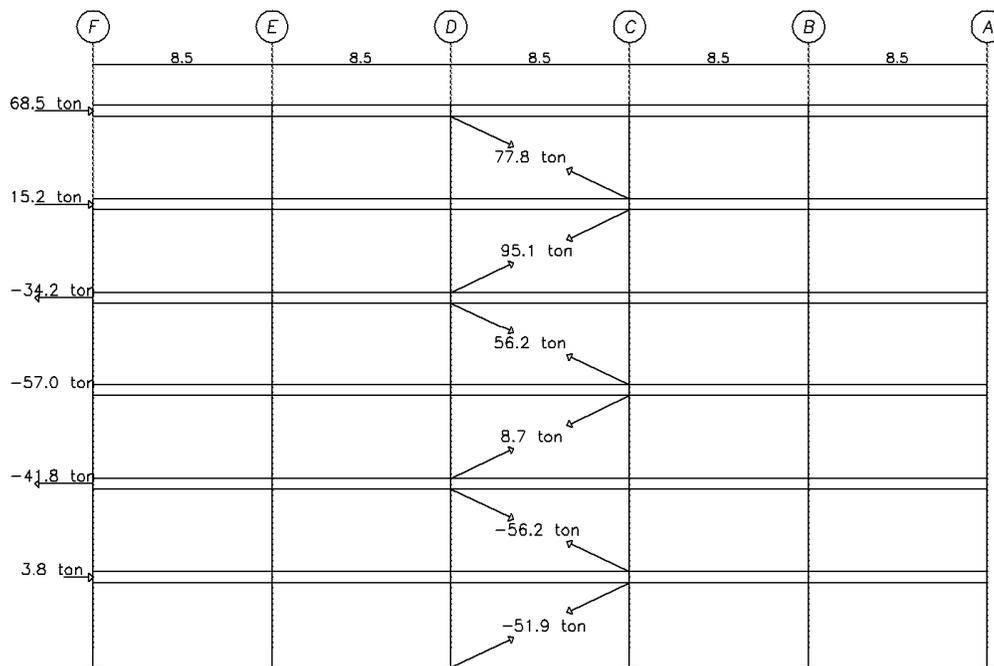
Fuerzas de inercia horizontales:

$$F_{12v} = \begin{Bmatrix} 68.5 \\ 15.2 \\ -34.2 \\ -57.0 \\ -41.8 \\ 3.8 \end{Bmatrix} \text{ ton}$$

En las Figuras 4.9a y b se muestran las fuerzas de cada instante correspondiente al segundo modo de vibración solicitadas por el marco en estudio. En la figura 4.9a se muestran las fueras de diseño en el instante de máximo desplazamiento, y en la figura 4.9b se presentan las fuerzas en el instante de máxima velocidad, así como las fuerzas que deberá resistir el dispositivo disipador.



(a)



(b)

Figura 4.9. Fuerzas correspondientes al marco en los dos instantes: a) Máximo desplazamiento y b) Máxima velocidad. Primer periodo ($T_1 = 1.8$ s).



4.8.2. Combinación de respuestas modales

Finalmente, se obtienen las fuerzas de diseño con el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. Para ello se utilizan las expresiones:

$$F_{tot} = F_R \sqrt{\sum_m (F_{imD})^2}$$

$$F_{tot} = \sqrt{\sum_m (F_{imv})^2}$$

Las fuerzas resultantes se muestran en las tablas 4.5 y 4.6.

Tabla 4.5. Respuesta en la etapa de máximo desplazamiento

1er Modo	2o Modo	F _{tot}
F _{i1}	F _{i2}	
40.0	24.5	93.8
34.8	7.2	71.1
28.4	-12.4	62.0
20.8	24.0	63.5
13.0	-22.2	51.5
5.2	-10.7	23.8

Tabla 4.6. Respuesta en la etapa de máxima velocidad

1er Modo	2o Modo	F _{tot}
F _{i1}	F _{i2}	
33.4	68.5	76.2
50.1	15.2	52.4
-16.6	-34.2	38.0
0.0	-57.0	57.0
0.0	-41.8	41.8
-33.4	3.8	33.6

En la tabla 4.7 se muestran los desplazamientos máximos en el primer y segundo modo, así como el desplazamiento resultante (Δ_{tot}) utilizando el método de la raíz cuadrada del cuadrado de las respuestas. Posteriormente se obtienen las distorsiones de entrepiso y se



comparan con las permisibles (0.03) de la propuesta del MOC. Esto se expresa gráficamente en la figura 4.10.

Tabla 4.7. Revisión desplazamientos en las etapas de máximo desplazamiento

1er Modo	2o Modo	Δ_{tot}
Δ_{i1}	Δ_{i2}	
3.2	2.2	3.9
7.9	2.7	8.3
9.5	1.6	9.6
9.5	-0.3	9.5
9.5	-1.6	9.6
6.4	-1.5	6.6

Distorsiones Máximas		Distorsiones Permisibles
0.0085	<	0.03 OK
0.0186	<	0.03 OK
0.0214	<	0.03 OK
0.0211	<	0.03 OK
0.0214	<	0.03 OK
0.0144	<	0.03 OK

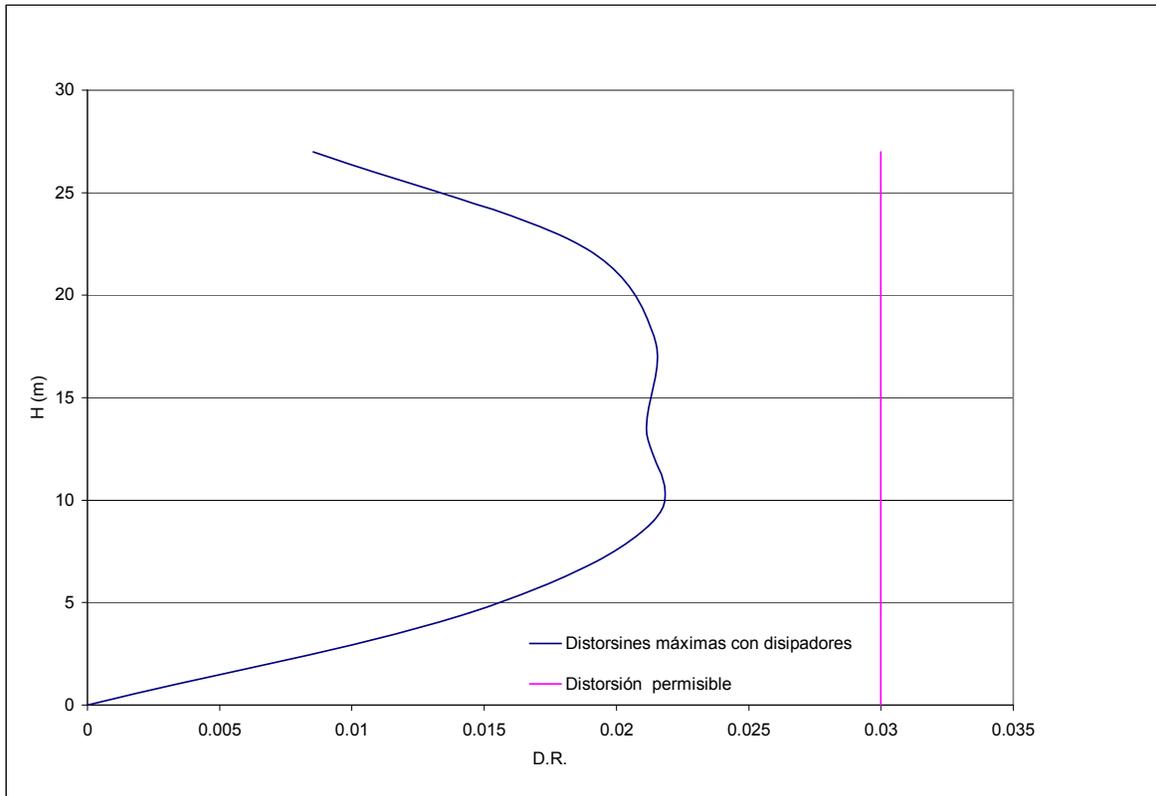


Figura 4.10. Revisión de los desplazamientos relativos de la estructura con disipadores viscosos lineales

Como se puede observar en la figura 4.10, la estructura rehabilitada con disipadores viscosos lineales cumple con los requerimientos de desplazamiento que marca la nueva propuesta del MOC para estructuras existentes. Dicho refuerzo no modifica la rigidez de la estructura, ni las descargas sobre la cimentación, por lo que no es necesario reforzar ésta.

4.9. DIMENSIONES DE LOS DISIPADORES

Con las fuerzas y los desplazamientos obtenidos con el método propuesto, y utilizando la tabla 4.8 se obtienen las dimensiones de los distintos elementos que componen el disipador viscoso (tipo Taylor). En la figura 4.11 se muestra gráficamente la nomenclatura de la tabla 4.8.

En lo que sigue primeramente se revisa la fuerza máxima resultante en los disipadores colocados en los tres primeros entrepisos, y posteriormente la fuerza máxima resultante de los disipadores de los siguientes tres entrepisos.



Para el diseño se utilizan las fuerzas máximas en el disipador de la etapa de máxima velocidad. En los primeros tres niveles la fuerza máxima corresponde al segundo entrepiso, como se muestra en las figuras 4.7b y 4.9b. Por lo tanto, la fuerza resultante máxima en el disipador (correspondiente al segundo nivel) es la siguiente:

$$F_{tot} = \left[(Fd_{2_{1v}})^2 + (Fd_{2_{2v}})^2 \right]^{\frac{1}{2}} = \left[(113.7)^2 + (56.2)^2 \right]^{\frac{1}{2}} = 126.8 \text{ ton} = 280.0 \text{ Kip} \approx 330 \text{ Kip}$$

Por otro lado, el desplazamiento resultante del Nivel 2 se lee de la tabla 4.7. Este es $\Delta = 9.6 \text{ cm} \approx 4 \text{ in.}$

La fuerza máxima en los disipadores de los niveles 4 al 6 corresponde al nivel 5 (ver figuras 4.7b y 4.9b). Por lo que la fuerza máxima resultante es igual a:

$$F_{tot} = \left[(Fd_{3_{1v}})^2 + (Fd_{3_{2v}})^2 \right]^{\frac{1}{2}} = \left[(94.8)^2 + (95.1)^2 \right]^{\frac{1}{2}} = 134.3 \text{ ton} = 296.1 \text{ Kip} \approx 330 \text{ Kip}$$

El desplazamiento resultante del Nivel 5, se lee de la tabla 4.7. Este es $\Delta = 8.3 \text{ cm} \approx 4 \text{ in.}$

Con los resultados obtenidos de las fuerzas en cada etapa y al no existir una diferencia importante entre cada nivel se concluye que no es necesario cambiar las dimensiones de los disipadores por entrepiso, por lo que las características del disipador apropiado son las que se indican con letras negritas en la tabla 4.8. Las dimensiones del dispositivo se muestran en la figura 4.12.



Tabla 4.8. Dimensiones de los elementos que componen los disipadores viscosos tipo Taylor (www.taylordevices.com)

Fuerza (Kip)	A (pulg)	L (pulg)	Δ (pulg)	B (pulg)	C (pulg)	D (pulg)	ϕ (pulg)	Peso (lb)
55	1.50	34.13	3	1.63	4	3.25	4.5	90
110	2.00	42.00	4	2.13	4.75	4	5.75	185
165	2.25	47.00	4	2.25	6	5.1	7.25	300
220	2.75	48.75	4	2.75	7.5	5.88	8.25	425
330	3.00	51.75	4	3.00	8	6.38	9.5	600
440	3.50	62.00	5	3.50	9	7.5	11.25	900
675	4.00	62.00	5	4.50	12.75	8	13.75	1300
900	5.00	74.00	5	5.50	12.75	10.75	16.75	2650
1450	6.00	84.00	5	6.00	13.74	12	20.25	4100
1800	7.00	88.25	5	7.00	16.25	12.5	22.25	5500

Nota: En esta tabla no se presentan valores de desplazamiento (Δ) mayores que 5", sin embargo es posible obtener dimensiones con valores de desplazamiento entre $\pm 2''$ y $\pm 36''$. El procedimiento para utilizar esta tabla consiste en aumentar el valor de L en 5" por cada 1" que aumente el desplazamiento (Δ).

Ejemplo: 220 Kip y 4" de desplazamiento $L = 48.75''$
220 Kip y 6" de desplazamiento $L = 48.75 + (2 \times 5) = 58.75''$

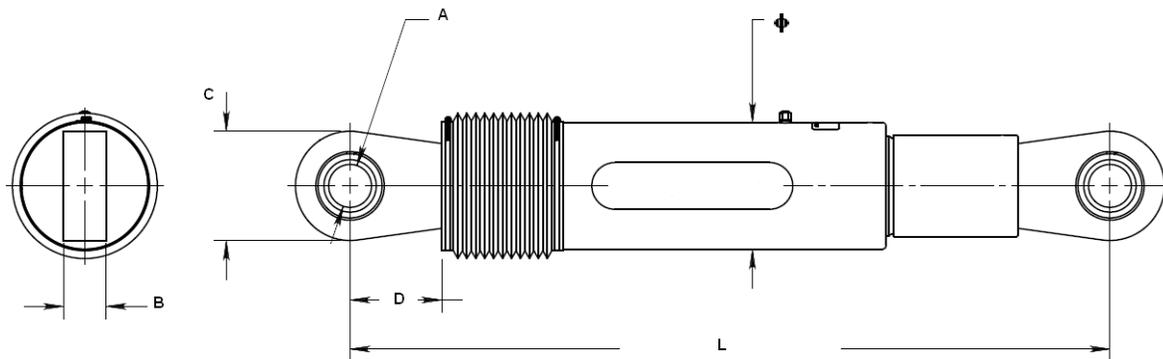


Figura 4.11. Amortiguador viscoso tipo Taylor

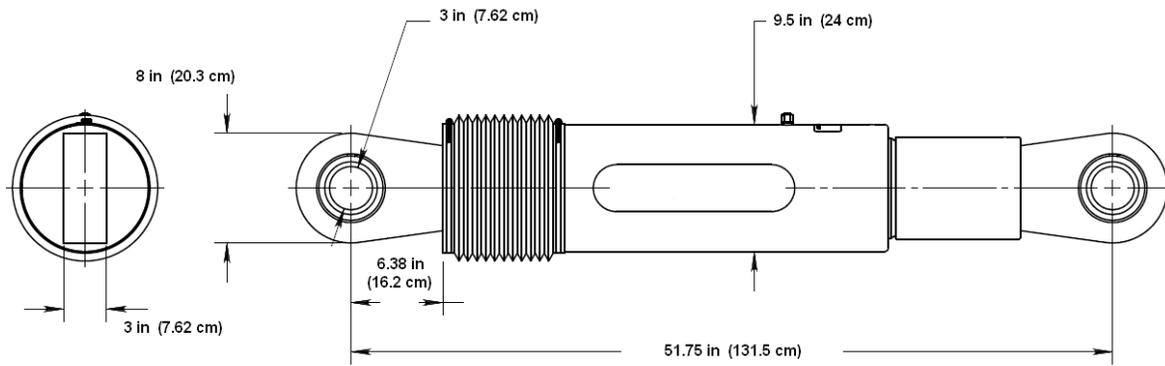


Figura 4.12. Dimensiones del disipador tipo Taylor por entrepiso

En la figura 4.13 se ilustra la manera en que se colocarían los disipadores en la estructura.

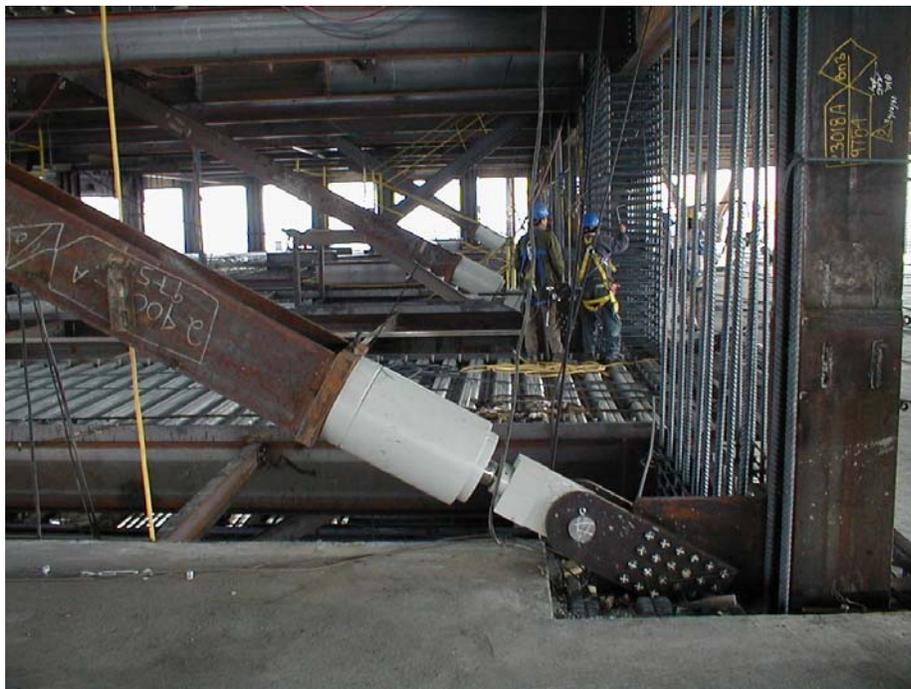


Figura 4.13. Colocación de disipadores

CAPÍTULO 5

OPCIÓN 2. REFUERZO DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE UTILIZANDO CONTRAVIENTOS

Como una opción alternativa, y con fines comparativos, se reforzó con contravientos el edificio de departamentos para que éste cumpliera con los requisitos de desplazamiento que marca la propuesta del MOC que está en proceso (2009). A dicha estructura se le colocaron diagonales metálicas de secciones OR (300 x 300 x 13 mm) en los ejes 1 y 6 entre los ejes A-B, y E-F; y en los ejes 3 y 4 entre los ejes C-D, como se muestra en las figuras 5.1 y 5.2

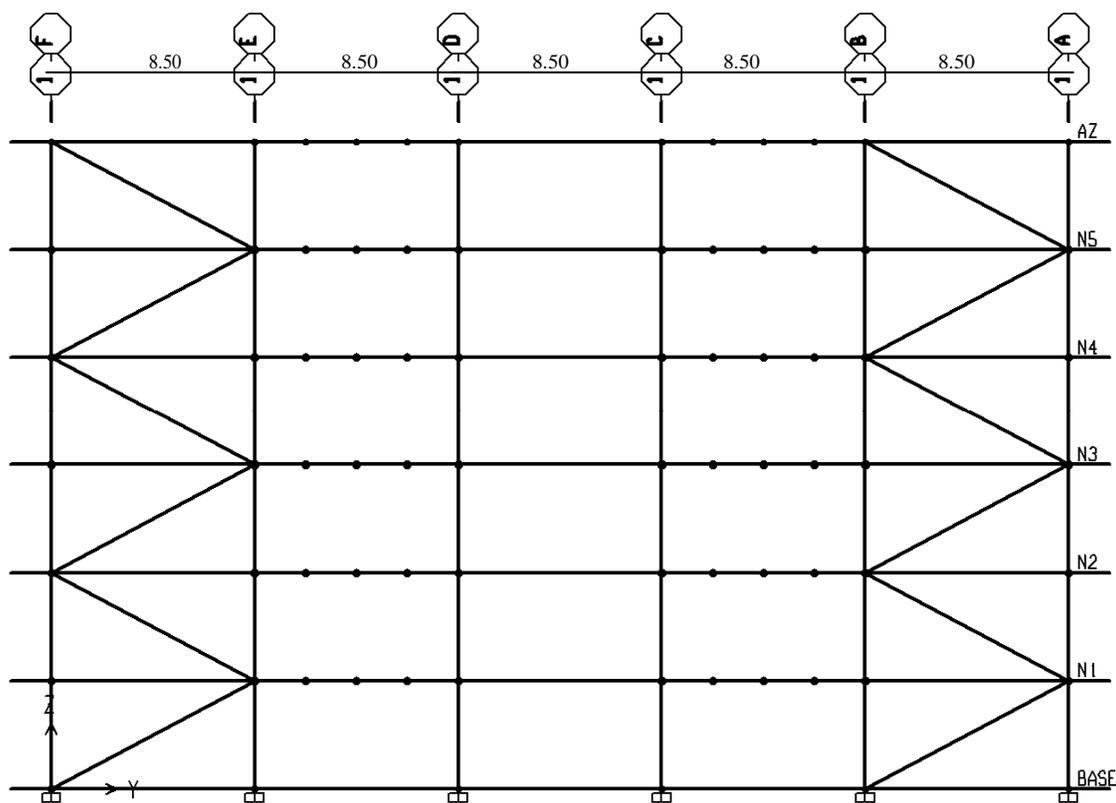


Figura 5.1. Elevación de edificio de departamentos de 6 niveles reforzado con contravientos en los ejes 1 y 6

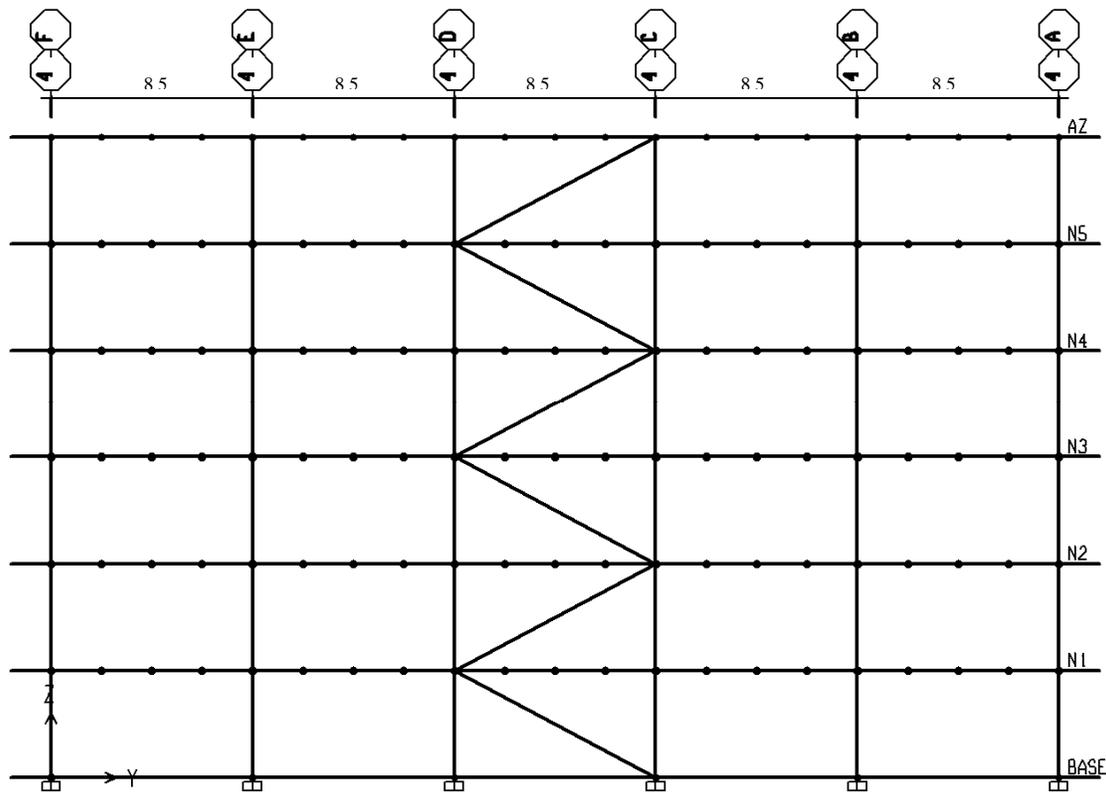


Figura 5.2. Elevación de edificio de departamentos de 6 niveles reforzado con contravientos en los ejes 3 y 4

El refuerzo, a diferencia de la primera opción (en donde se colocaron amortiguadores), sí altera las condiciones de rigidez de la estructura y por lo tanto modifica el periodo fundamental de vibración (que originalmente era de $T_1 = 1.8$ s). El periodo de la estructura con contravientos resulta de $T_1 = 1.73$ s. También se modifican las descargas a la cimentación, induciendo fuertes tensiones que implican un refuerzo para controlar dichas tensiones. En la tabla 5.1 se muestra la diferencia de descargas entre la opción 1 (disipadores) y la opción 2 (contravientos). Así mismo se presenta el porcentaje de la diferencia entre las dos opciones: $\left(\frac{\text{opción2} - \text{opción1}}{\text{opción2}} \right)$.



Tabla 5.1. Comparación entre las descargas en la cimentación de la opción 1 (disipadores) y las de la opción 2 (contravientos) de la estructura

Reacciones Envolventes						
Columna Eje	Opción 1		Opción 2		% de diferencia	
	Compresión (ton)	Tensión (ton)	Compresión (ton)	Tensión (ton)	Compresión (ton)	Tensión (ton)
F1	266.2	-24.8	636.0	-367.4	58%	93%
F2	296.3		296.5		0%	
F3	286.4		286.5		0%	
F4	286.4		286.5		0%	
F5	296.3		296.5		0%	
F6	266.2	-24.8	636.0	-367.4	58%	93%
E1	319.8		673.0	-243.8	52%	100%
E2	579.5		579.3		0%	
E3	570.0		569.9		0%	
E4	570.0		569.9		0%	
E5	579.5		579.3		0%	
E6	319.8		673.0	-243.8	52%	100%
D1	294.2		293.9		0%	
D2	577.1		577.1		0%	
D3	559.2		698.2		20%	
D4	559.2		698.2		20%	
D5	577.1		577.1		0%	
D6	294.2		293.9		0%	
C1	294.2		293.9		0%	
C2	577.1		577.0		0%	
C3	559.2		705.9		21%	
C4	559.2		705.9		21%	
C5	577.1		577.0		0%	
C6	294.2		293.9		0%	
B1	319.8		675.8	-241.7	53%	100%
B2	579.5		579.3		0%	
B3	570.0		569.9		0%	
B4	570.0		569.9		0%	
B5	579.5		579.3		0%	
B6	319.8		675.8	-241.7	53%	100%
A1	266.2	-24.8	633.0	-369.4	58%	93%
A2	296.3		296.5		0%	
A3	286.4		286.4		0%	
A4	286.4		286.4		0%	
A5	296.3		296.5		0%	
A6	266.2	-24.8	633.0	-369.4	58%	93%



5.1. CIMENTACIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE REFORZADA CON CONTRAVIENTOS

La cimentación del edificio de departamentos es a base de zapatas aisladas. Para su diseño se consideró una capacidad de carga última de 50 ton/m^2 . Con las descargas obtenidas usando el refuerzo de la opción 2 se tienen las zapatas con las dimensiones y armados que se muestran en la tabla 5.2 en la cual se utiliza la misma nomenclatura que se ilustra en la figura 4.4.

Tabla 5.2. Dimensiones de zapatas, dados, profundidad de desplante y armados

Zapata	B (m)	L (m)	H1 (m)	b (m)	l (m)	Df	Armado
De esquina	4.0	4.0	0.9	0.6	0.6	1.25	# 6 @ 10
Perimetrales	4.1	4.1	1.0	0.6	0.6	1.25	# 8 @ 15
Centrales	4.1	4.1	0.8	0.6	0.6	1.25	# 8 @ 15

5.2. CAMBIOS A LA CIMENTACIÓN CORRESPONDIENTES AL REFUERZO CON CONTRAVIENTOS

Como solución al aumento de descargas a la cimentación provocada por la colocación de contravientos para que la estructura cumpla con los requisitos de desplazamiento que marca la propuesta del MOC que se encuentra en proceso (2009) se propone ampliar las zapatas para que tengan las dimensiones diseñadas en la sección 5.1 de este capítulo. Para esto se demolerán dichas zapatas cuidando de no dañar el acero de refuerzo y se traslapará con el nuevo acero. Finalmente se colará concreto de la misma resistencia ($f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$).

Para tomar las tensiones provocadas por los contravientos se colocarán anclas previo al colado de la ampliación de las zapatas (ver figura 5.3). De ser necesario se colocarán en las zonas existentes, para lo cual se demolerá la zapata con el fin de colocar las anclas.

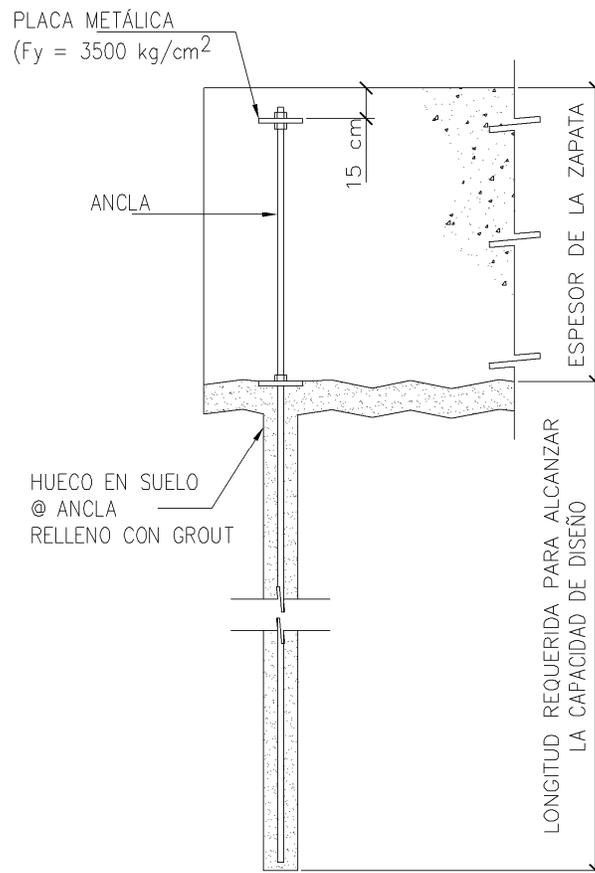


Figura 5.3. Criterio general para la colocación de anclas.

5.3. DESPLAZAMIENTOS

En la figura 5.4 se comparan las distorsiones máximas de la estructura rehabilitada con contravientos así como con disipadores. Se hizo el diseño de manera que las distorsiones máximas correspondientes a la configuración de disipadores y diagonales fuesen similares. Aunque existen algunas diferencias, se esperaba un daño similar en ambas estructuras ante el sismo de diseño.

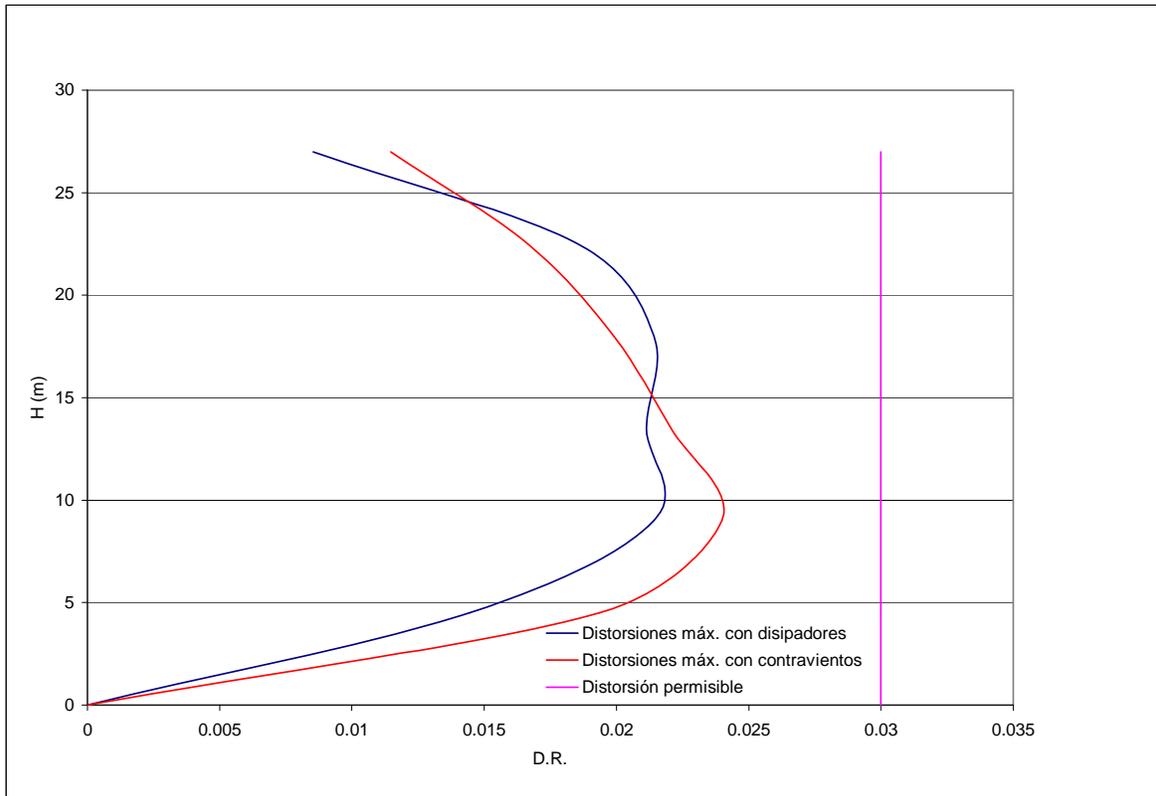


Figura 5.4. Distorsiones máximas correspondientes a la opción 1 (disipadores) y a la opción 2 (contravientos)

La solución de las diagonales, así como el refuerzo a la cimentación no son únicas por lo que una distribución diferente requeriría tomar nuevas medidas de refuerzo y por lo tanto implicaría diferencia en costo así como tiempo en la implementación.

Los resultados muestran que desde el punto de vista de respuesta estructural (sin tomar en cuenta el aspecto económico) resulta más conveniente colocar disipadores (opción 1) que contravientos (opción 2), ya que implica realizar un menor número de modificaciones, así como colocar un menor número de diagonales que alterarían la arquitectura de la estructura.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES

Se propuso e ilustró paso a paso un método para el análisis y rehabilitación de estructuras con disipadores de energía viscosos.

El criterio podría incorporarse en un futuro a recomendaciones de diseño como un método simplificado de análisis y diseño que ayude al ingeniero de la práctica a rehabilitar estructuras con disipadores de energía. La ventaja principal del método propuesto es que no requiere usar procesos numéricos muy elaborados.

En la presente tesis se realizó la rehabilitación de un edificio existente; sin embargo, este método se puede aplicar también para el diseño de estructuras nuevas con amortiguamiento adicional proporcionado por disipadores de tipo viscoso.

En el ejemplo que se analizó aquí resultó más conveniente (desde el punto de vista de respuesta estructural) rehabilitar el edificio con disipadores que con contravientos ya que implica menores modificaciones en la cimentación, lo cual requiere de laboriosos trabajos de excavación e implementación; sin embargo para tomar la decisión sobre el uso de disipadores ó contravientos será necesario realizar un estudio de costos de ambas soluciones.

APÉNDICE A

MÉTODO DE DISEÑO ESTRUCTURAL CON DISIPADORES VISCOSOS LINEALES RECOMENDADO POR EL FEMA-450

Este apéndice presenta el método de análisis que el FEMA-450 propone para la revisión de estructuras con disipadores viscosos lineales. Dicho método se basa en un análisis modal espectral de la estructura. El espectro de diseño se reduce por medio de factores que toman en cuenta el aumento de amortiguamiento en la estructura debido a la contribución de los disipadores viscosos. El procedimiento consta de los siguientes pasos:

A1. Se obtiene el cortante mínimo de la base de la estructura (Sección A13.2.4.1 del NEHRP 2000) el cual establece que para las estructuras que contienen un sistema de amortiguamiento suplementario, el cortante en la base usado para diseñar la fuerza sísmica resistente del sistema no debe ser menor que V_{\min} , donde V_{\min} se tomará como el mayor de los siguientes valores:

$$V_{\min} = \frac{V}{B_{V+1}}$$

$$V_{\min} = 0.75V \quad (\text{A.1})$$

donde:

V = Cortante basal de diseño en la dirección de interés, el cual se obtiene usando el procedimiento de la Sección 5.3 del NEHRP (2000)

B_{V+1} = Coeficiente de reducción del espectro debido al amortiguamiento suplementario, el cual se obtiene de la tabla A13.3.1 del NEHRP (2000) utilizando el valor de amortiguamiento viscoso correspondiente al modo fundamental de vibración (β_{Vm}), el amortiguamiento inherente (β_1) y el periodo fundamental T_1 .

El cortante basal no se tomará menor que $1.0V$ si se presenta alguna de las dos condiciones siguientes:

- i) El sistema con amortiguamiento suplementario tiene menos de dos disipadores en cada nivel en la dirección de interés y
- ii) El sistema tiene una irregularidad vertical tipo 1b (Tabla 5.2.3.3 NEHRP 2000) o una irregularidad en planta tipo 1b (Tabla 5.2.3.2 NEHRP 2000).

A2. Se calcula el cortante en la base cuando se forma la primera articulación plástica. Este cortante es necesario cuando el diseño de la estructura sismorresistente requiere un análisis plástico. Así, $V_y = V_{\min} \Omega_0$, siempre y cuando R y C_d tuvieran el mismo valor; sin

embargo esto no siempre es correcto, por lo que el NEHRP (2000) propone que hasta que se elimine dicha inconsistencia el valor de V_y sea igual a:

$$V_y = V_{\min} \Omega_0 \frac{C_d}{R} \quad (\text{A.2})$$

donde:

Ω_0 = Factor de sobrerresistencia.

C_d = Factor de amplificación de las deflexiones.

R = Factor de modificación de la respuesta.

A3. Se obtiene el peso de cada entrepiso (w_i), así como los periodos (T_m) y las formas modales (ϕ_{im}) de la estructura.

A4. Se calculan los pesos modales (o cargas gravitacionales modales efectivas, \bar{W}_m) y los factores de participación modal (Γ_m), con las siguientes expresiones:

$$\bar{W}_m = \frac{\left(\sum_{i=1}^N w_i \cdot \phi_{im} \right)^2}{\sum_{i=1}^N w_i \cdot \phi_{im}^2} \quad (\text{A.3})$$

$$\Gamma_m = \frac{\sum_{i=1}^N w_i \cdot \phi_{im}}{\sum_{i=1}^N w_i \cdot \phi_{im}^2} \quad (\text{A.4})$$

donde:

\bar{W}_m = Peso modal (o carga gravitacional modal efectiva) correspondiente al modo m

w_i = Peso correspondiente al i -ésimo nivel

ϕ_{im} = Forma modal correspondiente al i -ésimo nivel y al modo m

Γ_m = Factor de participación modal correspondiente al modo m

N = Número de niveles

A5. Se propone una constante de amortiguamiento (\bar{C}_j) correspondiente a cada nivel (i) bajo condiciones elásticas, con la cual se calcula la relación de porcentaje de amortiguamiento viscoso crítico mediante la expresión:

$$(A.5) \quad \beta_{vm} = \left(\frac{T_m}{4\pi} \right) \frac{\sum_j \bar{C}_j \cos^2 \theta \cdot \phi_{rj}^2}{\sum_i \left(\frac{w_i}{g} \right) \cdot \phi_{im}^2}$$

donde:

- β_{vm} = Relación de porcentaje de amortiguamiento viscoso crítico correspondiente al modo m
 g = Aceleración de la gravedad
 ϕ_{rim} = Desplazamiento relativo modal correspondiente al i -ésimo entrepiso y al modo m
 θ_i = Ángulo de inclinación del dispositivo disipador correspondiente al i -ésimo nivel
 C_j = Constante de amortiguamiento correspondiente al i -ésimo nivel
 T_m = Periodo correspondiente al modo m

A6. Se propone un valor de ductilidad efectiva (μ_D)

A7. Utilizando la ductilidad efectiva (μ_D) supuesta, se calcula el periodo efectivo (T_{mD}) correspondiente al modo m , mediante la expresión:

$$T_{mD} = T_m \cdot \sqrt{\mu_D} \quad (A.6)$$

A8. Se calcula la relación de amortiguamiento histerético (β_{HD}), el cual toma en cuenta los diferentes ciclos que se presentan durante un sismo, y debe obtenerse ya sea de pruebas experimentales o con la ecuación:

$$\beta_{HD} = q_H (0.64 - \beta_{vm}) \left(1 - \frac{1}{\mu_D} \right) \quad (A.7)$$

donde:

- q_H = Factor de ajuste histerético que toma en cuenta la reducción en el área en la gráfica de histéresis durante la repetición de los ciclos en un sismo. El valor de este factor no debe ser mayor que 1 ni menor que 0.5
 μ_D = Demanda de ductilidad efectiva

Con β_{HD} , la ductilidad supuesta (μ_D), y el amortiguamiento inherente (β_{V1}) a la estructura, se calcula el valor del amortiguamiento efectivo con la expresión:

$$\beta_{mD} = \beta_1 + \beta_{V1} \sqrt{\mu_D} + \beta_{HD} \quad (A.8)$$

Una vez determinada la relación de amortiguamiento efectivo, se obtiene el coeficiente de amortiguamiento (B_{mD}), para ello se utiliza la tabla A-1. El coeficiente B_{mD} se utiliza para reducir la ordenada espectral por amortiguamiento. Para valores intermedios entre 0 y $T_m/5$ se permite la interpolación lineal.

Tabla A-1. Coeficientes de amortiguamiento (B_{mD}) que modifican la respuesta de la estructura debido al amortiguamiento efectivo.

Amortiguamiento Efectivo β_{HD}	Periodo de la estructura $\geq T_s/5$
$\leq 2\%$	0.8
5%	1
10%	1.2
20%	1.5
30%	1.8
40%	2.1
50%	2.4
60%	2.7
70%	3
80%	3.3
90%	3.6
$\geq 100\%$	4

A9. Se calcula el desplazamiento de azotea, suponiendo comportamiento inelástico (D_{mD}), para lo cual se utiliza la ecuación:

$$D_{1D} = \frac{g}{4\pi^2} \cdot \Gamma_m \cdot \frac{S_{D1} T_{1D}}{B_{mD}} \leq \frac{g}{4\pi^2} \Gamma_1 \frac{S_{DS} T_{1D}^2}{B_{mD}} \quad (\text{A.9})$$

donde:

S_{D1} = Coeficiente de aceleración espectral cuando el período es igual a 1

T_{1D} = Período fundamental efectivo

B_{mD} = Coeficiente de amortiguamiento

S_{DS} = Coeficiente de aceleración espectral en intervalos donde el período es corto.

A10. Se obtiene el desplazamiento de azotea (D) suponiendo comportamiento elástico del marco. Para obtener dicho desplazamiento se utiliza nuevamente la tabla A-1, y la relación de amortiguamiento viscoso bajo condiciones elásticas, el cual será el resultado de sumar el amortiguamiento inherente de la estructura más el amortiguamiento supuesto por los disipadores.

$$D = \frac{g}{4\pi^2} \Gamma_m S_{DS} \frac{T_{mD}}{B_{mD}} \quad (\text{A.10})$$

$$D_{1D} = \frac{g}{4\pi^2} \cdot \Gamma_m \cdot \frac{S_{D1} T_{1D}}{B_{mD}} \leq \frac{g}{4\pi^2} \Gamma_1 \frac{S_{DS} T_{1D}^2}{B_{mD}} \quad (\text{A.11})$$

Posteriormente, se compara con el desplazamiento de azotea (D_{1D}) obtenido en el paso anterior. Para el análisis se considera el mayor de los dos.

A11. Se calcula el coeficiente sísmico (C_{Sm}) y con este la fuerza cortante del modo m en la base (V_m), con las expresiones:

$$C_{Sm} = \frac{R}{C_d} \frac{S_{DS}}{T_{mD} \Omega_0 B_{mD}} \quad (\text{A.12})$$

$$V_m = C_{Sm} \bar{W}_m \quad (\text{A.13})$$

donde:

C_{Sm} = Coeficiente sísmico

V_m = Cortante basal correspondiente al modo m

R = Factor de modificación de respuesta

C_d = Factor de amplificación de deflexiones

Ω_0 = Factor de sobrerresistencia

T_{mD} = Periodo alargado del modo fundamental

A12. Utilizando la siguiente expresión se calcula la contribución del modo fundamental a la resistencia cortante basal del marco, y se compara con la fuerza basal real obtenida a partir del análisis convencional:

$$V_y = V_m \cdot \frac{\Omega_0 C_d}{R} \quad (\text{A.14})$$

donde:

V_y = Contribución del modo m al cortante basal

V_y debe ser aproximadamente igual a la resistencia lateral con la que se diseñó el marco en el paso A1. Si no son iguales querría decir que la ductilidad μ_D que se supuso en el paso 6 es incorrecta, por lo que se deberá suponer un nuevo valor de μ_D y repetir el proceso.

A13. Como siguiente paso, se obtiene el desplazamiento de fluencia (D_y), con la ecuación:

$$D_y = \frac{g}{4\pi^2} \frac{\Omega_0 C_d}{R} \Gamma_m C_{Sm} T_m^2 \quad (\text{A.15})$$

A14. Se calcula el cociente del desplazamiento de azotea entre el desplazamiento de fluencia y se obtiene la demanda de ductilidad efectiva del marco. Este cociente debe ser similar a la ductilidad (μ_D) supuesta en el paso 6. Si no es así, se debe suponer un nuevo valor de μ_D y repetir los pasos 6 - 12.

$$\frac{D_{mD} \acute{o} D}{D_y} \approx \mu_D \quad (\text{A.16})$$

Se revisa que la demanda de ductilidad efectiva sea menor que $\mu_{m\acute{a}x}$.

$$\frac{D_{mD} \acute{o} D}{D_y} \leq \mu_{m\acute{a}x} \quad (\text{A.17})$$

donde:

$$\mu_{m\acute{a}x} = \frac{R}{\Omega_0}$$

A15. Finalmente, se obtienen las solicitaciones a las que se somete el marco en dos instantes de respuesta. Estas son: 1) Máximo Desplazamiento, y 2) Máxima Velocidad. La revisión consiste en los siguientes pasos:

A15a) Respuesta correspondiente al instante de Máximo Desplazamiento (IMD)

En esta etapa se calcula el desplazamiento máximo de cada nivel ($\delta_{i_{mD}}$), así como la distorsión máxima de entrepiso ($\Delta_{i_{mD}}$):

$$\delta_{i_{mD}} = D_{mD} \cdot \phi_{im} \quad (\text{A.18})$$

$$\Delta_{i_{mD}} = \delta_{i_{mD}} - \delta_{i-1_{mD}} \quad (\text{A.19})$$

donde:

$\delta_{i_{mD}}$ = Desplazamiento máximo correspondiente al i-ésimo nivel y al modo m

$\Delta_{i_{mD}}$ = Distorsión máxima del entrepiso i correspondiente al modo m

Se obtienen las fuerzas laterales de diseño (F_{im}) y las fuerzas cortantes de diseño por entrepiso (V_{im}), con las expresiones siguientes:

$$F_{im} = w_i \cdot \phi_{im} \cdot \frac{\Gamma_m}{W_m} \cdot V_m \quad (\text{A.20})$$

$$V_{im} = \sum_{i=1}^N F_{im} \quad (\text{A.21})$$

donde:

N = Número de niveles

F_{im} = Fuerza de diseño lateral correspondiente al i-ésimo nivel y al modo m

V_{im} = Fuerza cortante de diseño por entrepiso correspondiente al i-ésimo nivel y al modo m

A15b) Respuesta correspondiente al instante de Máxima Velocidad (IMV)

Se obtiene la velocidad (∇i_{mD}) tomando en cuenta el desplazamiento relativo calculado en el paso 14a) y el periodo efectivo, (T_{mD}) calculado en el paso 7:

$$\nabla i_{mD} = \frac{2\pi}{T_{mD}} \cdot \Delta_{imD} \quad (\text{A.22})$$

donde:

∇i_{mD} = Velocidad correspondiente al i-ésimo nivel y al modo m

Con la velocidad obtenida en el paso anterior, se calcula la fuerza en el dispositivo disipador (Fdi_{mD}) mediante la expresión:

$$Fdi_{mD} = \bar{C}_i \cdot \nabla i_{mD} \cdot \cos \theta_i \quad (\text{A.23})$$

donde:

Fdi_{mD} = Fuerza en el disipador correspondiente al i-ésimo entrepiso y al modo m

\bar{C}_i = Constante de amortiguamiento correspondiente al i-ésimo entrepiso

θ_i = Ángulo de inclinación del disipador correspondiente al i-ésimo entrepiso

A partir de las fuerzas calculadas en el paso anterior, se obtienen sus componentes horizontales.

$$\bar{F}di_{mD} = Fdi_{mD} \cdot \cos \theta_i \quad (\text{A.24})$$

Para tomar en cuenta los modos superiores el método se repite a partir del paso 8 sin considerar el amortiguamiento histerético (excepto el paso 9,12, 13, 14 y 15, los cuales son exclusivos del primer modo). Las fuerzas de diseño se obtienen combinando los resultados mediante los métodos de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (SRSS), ó la Combinación Cuadrática Completa (CQC) (Wilson et al. 1981).

A16. Como último paso, se elige la mayor de las respuestas obtenidas, ya sea la correspondiente a la etapa de máximo desplazamiento ó a la etapa de máxima velocidad. Los disipadores deberán diseñarse con las fuerzas correspondientes a estas etapas.

APÉNDICE B

EJEMPLO DE APLICACIÓN DEL MÉTODO DEL FEMA-450 (OSCAR M. RAMÍREZ ET AL. 2001)

A continuación se presenta un ejemplo detallado de la aplicación del método de diseño estructural que propone el FEMA-450 para el diseño de estructuras con disipadores de energía viscosos lineales. El ejemplo consta de un edificio de 3 niveles cuya planta y elevación se muestran en la figura B-1a y b. Se realiza una revisión de uno de dos marcos en la dirección principal, por lo que por simplicidad no se analizan efectos de torsión. Los disipadores se colocarán en la crujía central del marco como se ilustra en la figura B-2.

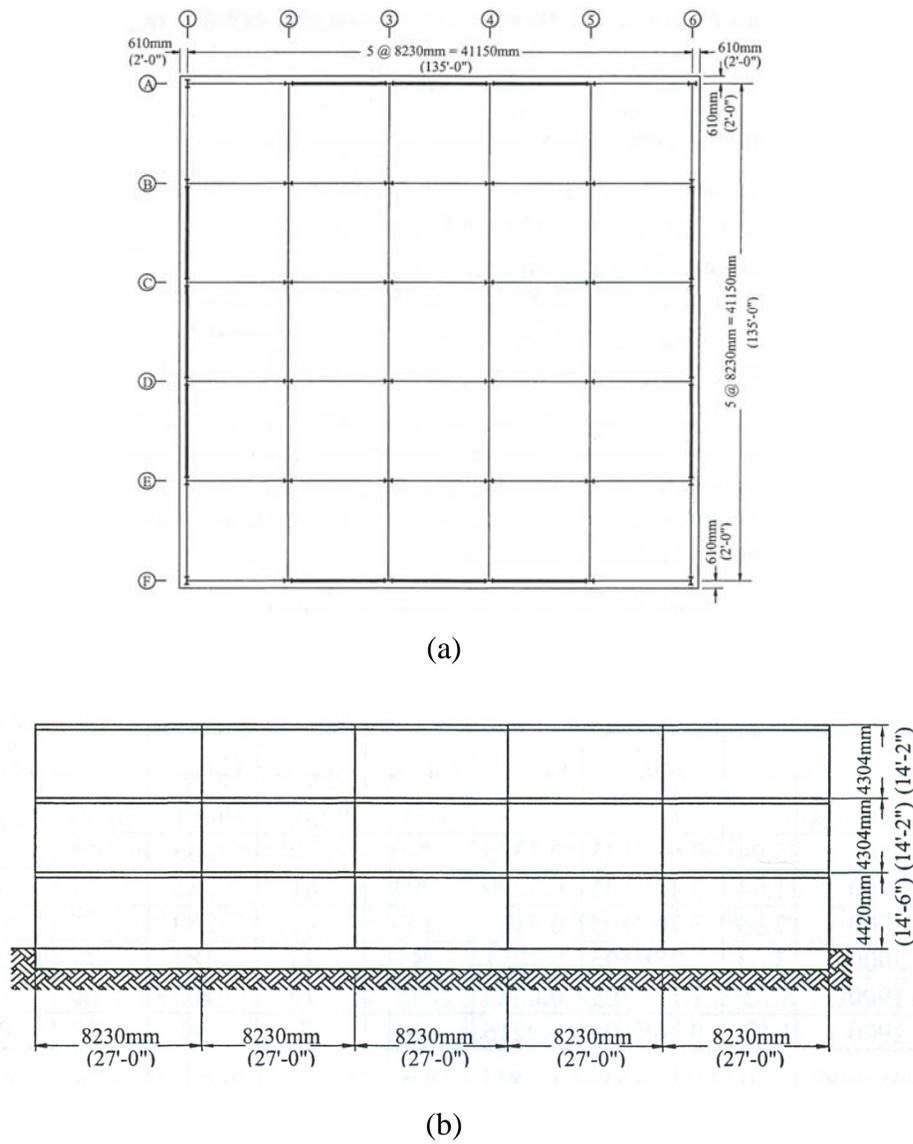


Figura B-1. Planta y elevación de edificio de 3 niveles formado por marcos metálicos.

El edificio para su estudio se considera localizado en terreno firme. Según los criterios del NEHRP (2000) los parámetros de diseño en dicha zona son:

$$S_{D1} = 0.6$$

$$S_{DS} = 1$$

$$T_s = 0.6$$

Y los coeficientes de diseño para un marco dúctil son:

$$R = 8$$

$$\Omega_0 = 3$$

$$C_d = 5.5$$

Se realizó un análisis del marco para determinar el cortante en la base V , según las especificaciones del NEHRP (2000).

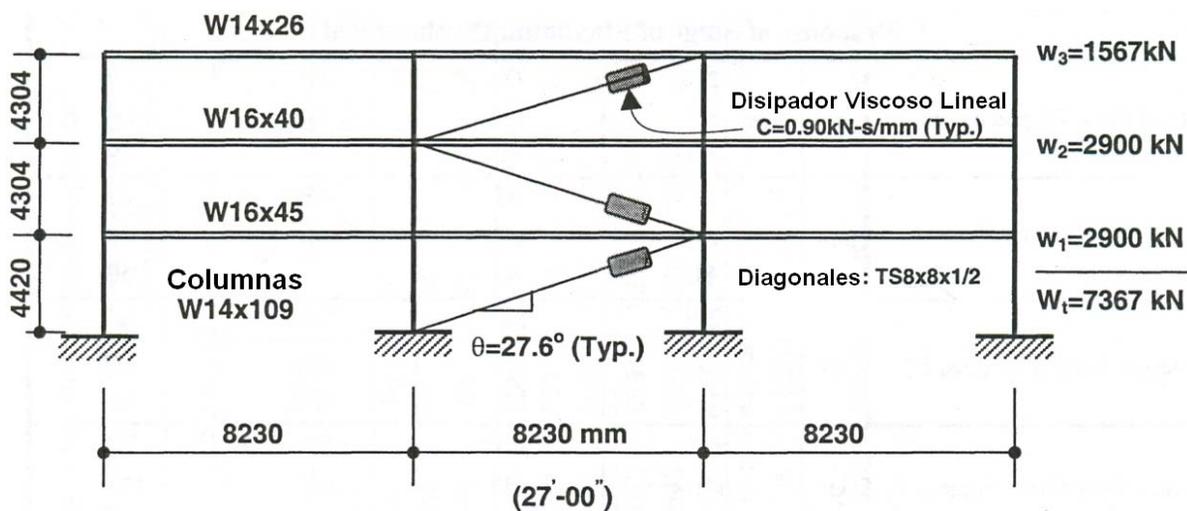


Figura B-1. Ubicación de los disipadores en el marco en estudio.

Paso A.1. Con dicho cortante se calculó el V_{\min} , suponiendo que los disipadores aportaban a la estructura un 10% (β_{V1}) de amortiguamiento, el cual sumado al 5% que presenta de manera inherente la estructura (β_1) nos da una relación de amortiguamiento del 15%. Posteriormente utilizando la tabla A-1 se tiene que el coeficiente de amortiguamiento es igual a:

$$B_{V+1} = 1.35.$$

$$V_{\min} = \frac{788.5kN}{1.35} = 584.1kN \quad (59.5ton)$$

$$V_{\min} = 0.75 \cdot 788.5kN = 591.4kN \quad (60.3ton)$$

Por lo tanto, $V_{\min} = 591.4kN \quad (60.3ton)$

Paso A.2. Se calcula el cortante en la base cuando se forma la primera articulación plástica.

$$Vb_y = V_{\min} \frac{\Omega_0 C_d}{R} = 591.4 \cdot \frac{3 \cdot 5.5}{8} = 1220kN \quad (124.4ton)$$

Paso A.3. Se obtienen las propiedades dinámicas de la estructura que se muestran en la Tabla B-1. Para reproducir estas propiedades aquí se utilizó el programa de análisis especializado ETABS Non linear.

Tabla B-1. Propiedades de la estructura

Nivel	w_i kN (ton)	$\cos \theta_i$	Periodo			Forma modal		
			1er Modo T_1	2o Modo T_2	3er Modo T_3	1er Modo ϕ_1	2o Modo ϕ_2	3er Modo ϕ_3
3	1567 (159.7)	0.89	1.58	0.49	0.24	1	1	1
2	2900 (295.6)	0.89				0.657	-0.56	-1.618
1	2900 (295.6)	0.89				0.25	-0.69	2.096

donde:

θ_i = Angulo de inclinación del dispositivo disipador

Paso A.4. Se calculan las siguientes propiedades modales: peso modal y factor de participación modal

Primer Modo

Nivel	w_i kN (ton)	ϕ_1	ϕ_1^2	$w_i \cdot \phi_1$	$w_i \cdot Z\phi_1^2$
3	1567 (159.7)	1.0000	1.0000	1567	1567
2	2900 (295.6)	0.6570	0.4316	1905.3	1251.7821
1	2900 (295.6)	0.2500	0.0625	725	181.25
$\Sigma =$				4197.3	3000.0321

$$(\sum w_i \cdot Z_1)^2 = 17617327.3$$

$$\sum w_i \cdot Z_1^2 = 3000.0321$$

$$\bar{W}_1 = \frac{5872.4}{(598.6)} \quad \begin{matrix} kN \\ (ton) \end{matrix}$$

$$\Gamma_1 = 1.3991$$

Segundo Modo

Nivel	w_i kN (ton)	ϕ_2	ϕ_2^2	$w_i \cdot \phi_2$	$w_i \cdot \phi_2^2$
3	1567 (159.7)	1.0000	1.0000	1567	1567
2	2900 (295.6)	-0.5600	0.3136	-1624	909.44
1	2900 (295.6)	-0.6900	0.4761	-2001	1380.69
$\Sigma =$				-2058	3857.13

$$(\sum w_i \cdot \phi_2)^2 = 4235364$$

$$\sum w_i \cdot \phi_2^2 = 3857.13$$

$$\bar{W}_2 = \frac{1098.1}{(111.9)} \quad \begin{matrix} kN \\ (ton) \end{matrix}$$

$$\Gamma_2 = -0.5336$$

Tercer Modo

Nivel	w_i kN (ton)	ϕ_3	ϕ_3^2	$w_i \cdot \phi_3$	$w_i \cdot \phi_3^2$
3	1567 (159.7)	1.0000	1.0000	1567	1567
2	2900 (295.6)	-1.6180	2.6179	-4692.2	7591.9796
1	2900 (295.6)	2.0960	4.3932	6078.4	12740.3264
$\Sigma =$				2953.2	21899.306

$$\left(\sum w_i \cdot Z_3\right)^2 = 8721390.24$$

$$\sum w_i \cdot Z_3^2 = 21899.306$$

$$\bar{W}_3 = \frac{398.3}{(40.6)} \quad \begin{matrix} \text{kN} \\ \text{(ton)} \end{matrix}$$

$$\Gamma_3 = 0.1349$$

Paso A.5. Se calcula la relación de amortiguamiento en cada modo, suponiendo una constante de amortiguamiento viscoso (\bar{C}_j) en cada entrepiso igual a $0.9 \frac{\text{kN} \cdot \text{s}}{\text{mm}}$.

$$\beta_{vm} = \left(\frac{Tm}{4\pi}\right)^2 \frac{\sum_j \bar{C}_j (\cos^2 \theta) \phi_{rj}^2}{\sum_i \left(\frac{wi}{g}\right) \phi_{im}^2}$$

Primer Modo

$$T_1 = 1.58 \text{ s}$$

Nivel	w_i kN (ton)	C_j	$\cos^2 \theta_i$	ϕ_1	ϕ_1^2	ϕ_{r1}	ϕ_{r1}^2	$C_j \cdot \cos^2 \theta_i \cdot \phi_{r1}^2$	$\left(\frac{wi}{g}\right) \cdot \phi_{r1}^2$
3	1567 (159.7)	0.9	0.7854	1.000 0	1.000 0	0.343 0	0.117 6	0.0832	0.1597
2	2900 (295.6)	0.9	0.7854	0.657 0	0.431 6	0.407 0	0.165 6	0.1171	0.1276
1	2900 (295.6)	0.9	0.7854	0.250 0	0.062 5	0.250 0	0.062 5	0.0442	0.0185
$\Sigma =$								0.2444	0.3058

$$\beta_{v1} =$$

$$0.1$$

Segundo Modo

$$T_2 = 0.49 \text{ s}$$

Nivel	w_i kN (ton)	C_j	$\cos^2 \theta_i$	ϕ_2	ϕ_2^2	ϕ_{r2}	ϕ_{r2}^2	$C_j \cdot \cos^2 \theta_i \cdot \phi_{r2}^2$	$\left(\frac{w_i}{g}\right) \cdot \phi_2^2$
3	1567 (159.7)	0.9	0.7854	1.0000	1.000 0	1.5600	2.433 6	1.7201	0.1597
2	2900 (295.6)	0.9	0.7854	- 0.5600	0.313 6	0.1300	0.016 9	0.0119	0.0927
1	2900 (295.6)	0.9	0.7854	- 0.6900	0.476 1	- 0.6900	0.476 1	0.3365	0.1407
$\Sigma =$								2.0686	0.3932

$$\beta_{v2} =$$

$$0.205$$

Tercer Modo

$$T_3 = 0.24 \text{ s}$$

Nivel	w_i kN (ton)	C_j	$\cos^2 \theta_i$	ϕ_3	ϕ_3^2	ϕ_{r3}	ϕ_{r3}^2	$C_i \cdot \cos^2 \theta_i \cdot \phi_{r3}^2$	$\left(\frac{w_i}{g}\right) \cdot \phi_3^2$
3	1567 (159.7)	0. 9	0.7854	1.0000	1.000 0	2.6180	6.8539	4.8445	0.1597
2	2900 (295.6)	0. 9	0.7854	- 1.6180	2.617 9	- 3.7140	13.793 8	9.7497	0.7739
1	2900 (295.6)	0. 9	0.7854	2.0960	4.393 2	2.0960	4.3932	3.1052	1.2987
$\Sigma =$								17.6993	2.2323

$$\beta_{v3} = 0.151$$

Cálculo de la respuesta en el Primer Modo ($T_1 = 1.58$ s)

Paso A.6. Se supone una ductilidad efectiva $\mu_D = 1.29$

Paso A.7. Se calcula el periodo efectivo

$$T_{1D} = T_1 \sqrt{\mu_D} = 1.58 \sqrt{1.29} = 1.796s$$

Paso A.8. Se calcula la relación de amortiguamiento efectivo (β_{HD}) que depende de la ductilidad supuesta y del factor de ajuste histerético, así:

$$q_H = 0.67 \frac{T_s}{T_1} = 0.67 \frac{0.6}{1.58} = 0.254 < 0.5$$

$$\therefore q_H = 0.5$$

$$\beta_{HD} = q_H (0.64 - \beta_1) \left(1 - \frac{1}{\mu_D}\right) = 0.5(0.64 - 0.05) \left(1 - \frac{1}{1.29}\right) = 0.066$$

$$y \beta_{1D} = \beta_1 + \beta_{V1} \sqrt{\mu_D} + \beta_{HD} = 0.05 + 0.1 \sqrt{1.29} + 0.066 = 0.23$$

Con el valor de β_{1D} y utilizando la tabla A-1 se obtiene (interpolando) el valor del coeficiente de amortiguamiento $B_{1D} = 1.59$.

Paso A.9. Se obtiene el desplazamiento de azotea con la ductilidad supuesta, el periodo alargado y se reduce la ordenada espectral con el valor de B_{1D} .

$$D_{1D} = \frac{g}{4\pi^2} \cdot \Gamma_1 \cdot \frac{S_{D1} T_{1D}}{B_{1D}} = \frac{9810}{4\pi^2} \cdot |1.3985| \cdot \frac{0.6}{1.59} \cdot 1.795 = 235mm \quad (23.5cm)$$

Paso A.10. Considerando un comportamiento elástico de la estructura se calcula el desplazamiento de azotea (D), reduciendo la ordenada espectral por amortiguamiento con el coeficiente de amortiguamiento (B). Para obtener este valor se utiliza nuevamente la tabla A-1 considerando $\beta_{1D} = \beta_{V+1}$, es decir la suma del amortiguamiento inherente a la estructura (β_1) mas el amortiguamiento que aportan los disipadores supuesto en el paso A.1. Interpolando se tiene que $B = 1.35$, y el desplazamiento de azotea resulta igual a:

$$D = \frac{g}{4\pi^2} \Gamma_1 S_{DS} \frac{T_1}{B_{1D}} = \frac{9810}{4\pi^2} \cdot |1.3985| \cdot \frac{0.6}{1.35} \cdot 1.58 = 244mm \quad (24.4cm)$$

Como $D_{1D} < D$, entonces:

$$D_{1D} = 244mm \quad (24.4cm)$$

Paso A.11. Como siguiente paso, se calcula el coeficiente sísmico inelástico y a partir de este, el cortante basal:

$$C_{s1} = \frac{R}{Cd} \frac{S_{DS}}{T_{1D} \Omega_0 B_{1D}} = \frac{8}{5.5} \frac{0.6}{1.795(3 \cdot 1.59)} = 0.102$$

$$V_1 = C_{s1} \bar{W}_1 = 0.102 \cdot 5872.4 = 599kN \quad (61.1ton)$$

Paso A.12. Utilizando el resultado anterior se calcula la contribución del primer modo al cortante basal:

$$V_y = V_1 \cdot \frac{\Omega_0 C_d}{R} = 599 \cdot \frac{3 \cdot 5.5}{8} = 1235.4kN \quad (125.9ton)$$

Este resultado se compara con el cortante basal obtenido previamente (Vb_y). Se llega a la conclusión que los valores son similares ($1235 \approx 1220$), por lo que el valor de la ductilidad supuesta es correcta y no se requieren más iteraciones.

Paso A.13. Posteriormente, se obtiene el desplazamiento de fluencia efectiva:

$$D_y = \frac{g}{4\pi^2} \frac{\Omega_0 C_d}{R} \Gamma_1 C_{s1} T_1^2 = \frac{9810}{4\pi^2} \frac{3 \cdot 5.5}{8} |1.3985| \cdot 0.102 \cdot 1.58^2 = 183mm \quad (18.3cm)$$

Paso A.14. Se revisa nuevamente el valor supuesto de la ductilidad dividiendo el desplazamiento de azotea entre el desplazamiento de fluencia efectiva y se obtiene la demanda de ductilidad efectiva:

$$\frac{D_{mD} \acute{o} D}{D_y} \approx \mu_D = \frac{244}{183} = 1.33 \approx 1.29$$

Paso A.15. Como la ductilidad supuesta es prácticamente igual a la demanda de ductilidad efectiva no se requiere realizar más iteraciones y únicamente se revisa que la demanda de ductilidad efectiva sea menor que $\mu_{m\acute{a}x}$, es decir:

$$\frac{D_{mD} \acute{o} D}{D_y} \leq \mu_{m\acute{a}x}$$

$$\mu_{m\acute{a}x} = \frac{R}{\Omega_0} = \frac{8}{3} = 2.66 > 1.33 \quad \therefore \text{Cumple la condición de diseño.}$$

Paso A.16. Como siguiente paso se revisa el marco en los dos instantes de respuesta:

A16a) Respuesta en el instante de máximo Desplazamiento (RIMD)

Se obtienen los desplazamientos de entrepiso y los desplazamientos relativos con base en el desplazamiento de azotea $D_{1D} = 244mm$ (0.244m)

$$\delta_{iD} = D_{1D} \cdot \phi_{i1}$$

$$\delta_{iD} = 244 \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.657 \\ 0.250 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 244.0 \\ 160.3 \\ 61.0 \end{Bmatrix} \text{ mm} \begin{Bmatrix} (24.4) \\ (16.0) \\ (6.1) \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\Delta_{iD} = \delta_{iD} - \delta_{i-1D}$$

$$\Delta_{iD} = \begin{Bmatrix} 83.7 \\ 99.3 \\ 61.0 \end{Bmatrix} \text{ mm} \begin{Bmatrix} (8.3) \\ (9.9) \\ (6.1) \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

Posteriormente se calculan las fuerzas laterales y los cortantes de entrepiso:

$$F_{im} = w_i \cdot \phi_{im} \cdot \frac{\Gamma_m}{W_m} \cdot V_m$$

$$F_{i1} = \begin{Bmatrix} 1567 \times 1.00 \times \frac{1.3985 \times 599}{5872.4} \\ 2900 \times 0.657 \times \frac{1.3985 \times 599}{5872.4} \\ 2900 \times 0.250 \times \frac{1.3985 \times 599}{5872.4} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 223.5 \\ 271.8 \\ 103.4 \end{Bmatrix} \text{ kN} \begin{Bmatrix} (22.8) \\ (27.7) \\ (10.5) \end{Bmatrix} \text{ ton}$$

$$V_{im} = \sum_{i=1}^N F_{im}$$

$$V_{i_1} = \begin{Bmatrix} 223.5 \\ 495.3 \\ 599.0 \end{Bmatrix} \text{ kN} \quad \begin{Bmatrix} (22.8) \\ (50.5) \\ (61.1) \end{Bmatrix} \text{ ton}$$

A16b) Respuesta en el instante de máxima Velocidad (RIMV)

Se calcula la velocidad, tomando en cuenta el desplazamiento máximo y el periodo efectivo. Finalmente, con dicha velocidad se calcula la fuerza que deberá resistir el dispositivo disipador.

$$\nabla i_{1D} = \frac{2\pi}{T_{1D}} \cdot \Delta_{i_{1D}}$$

$$\nabla i_{1D} = \frac{2\pi}{1.795} \begin{Bmatrix} 83.7 \\ 99.3 \\ 61.0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 293.0 \\ 347.6 \\ 213.5 \end{Bmatrix} \text{ mm/s} \quad \begin{Bmatrix} (0.293) \\ (0.347) \\ (0.213) \end{Bmatrix} \text{ m/s}$$

$$Fdi_{1D} = \bar{C}_i \cdot \nabla i_{1D} \cdot \cos \theta_i$$

$$Fdi_{1D} = 0.9 \begin{Bmatrix} 293.0 \\ 347.6 \\ 213.5 \end{Bmatrix} \times \cos 27.6 = \begin{Bmatrix} 233.7 \\ 277.2 \\ 170.3 \end{Bmatrix} \text{ kN} \quad \begin{Bmatrix} (23.8) \\ (28.3) \\ (17.4) \end{Bmatrix} \text{ ton}$$

Componente horizontal de la fuerza que deberá resistir el disipador

$$Vdi_{1D} = \begin{Bmatrix} 233.7 \\ 277.2 \\ 170.3 \end{Bmatrix} \times \cos 27.6 = \begin{Bmatrix} 207.1 \\ 245.7 \\ 151.0 \end{Bmatrix} \text{ kN} \quad \begin{Bmatrix} (21.1) \\ (25.0) \\ (15.4) \end{Bmatrix} \text{ ton}$$

Fuerzas de inercia horizontales:

$$F_{1D1} = \begin{Bmatrix} 207.1 \\ 245.7 - 207.1 \\ 151.0 - 245.7 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 207.1 \\ 38.6 \\ -94.7 \end{Bmatrix} \text{ kN} \begin{Bmatrix} (21.1) \\ (4.0) \\ (9.7) \end{Bmatrix} \text{ ton}$$

Cálculo de la respuesta en el Segundo Modo ($T_2 = 0.49$ s)

Paso A.8. Se obtiene la relación de amortiguamiento efectivo del segundo modo (sin tomar en cuenta el amortiguamiento hysterético ni la ductilidad), por lo que dicha relación se obtiene con la siguiente expresión:

$$\beta_{2D} = \beta_1 + \beta_{V2} = 0.05 + 0.205 = 0.255$$

Paso A.10. Con esta relación de amortiguamiento y la tabla A-1 se obtiene (interpolando) un coeficiente de amortiguamiento $B_{2D} = 1.665$, y se calcula el desplazamiento de azotea considerando un comportamiento elástico de la estructura (D_{2D}) (reduciendo la ordenada espectral por amortiguamiento con el coeficiente de amortiguamiento).

$$D_{2D} = \frac{g}{4\pi^2} \Gamma_2 S_{DS} \frac{T_2}{B_{2D}} = \frac{9810}{4\pi^2} \cdot |-0.5334| \cdot \frac{1.0}{1.665} \cdot 0.49^2 = 19.1 \text{ mm} \quad (19 \text{ cm})$$

Paso A11. Como siguiente paso se calcula el coeficiente sísmico inelástico y el cortante basal:

$$C_{S1} = \frac{R}{Cd} \frac{S_{DS}}{\Omega_0 B_{2D}} = \frac{8}{5.5} \frac{1.0}{(3 \cdot 1.665)} = 0.291$$

$$V_1 = C_{S2} \bar{W}_2 = 0.291 \cdot 1098.1 = 319.5 \text{ kN} \quad (32.6 \text{ ton})$$

Paso 16. Se analiza el marco en los dos instantes de respuesta:

A15a) Respuesta en el instante de máximo Desplazamiento (RIMD)

Se obtienen los desplazamientos de entrepiso y los desplazamientos relativos con base en el desplazamiento de azotea

$$\delta_{2D} = 19.1 \begin{Bmatrix} 1.000 \\ -0.56 \\ -0.69 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 19.1 \\ -10.7 \\ -13.2 \end{Bmatrix} \text{ mm} \begin{Bmatrix} (19.1) \\ (-10.7) \\ (-13.2) \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\Delta i_{2D} = \begin{Bmatrix} 29.8 \\ 2.5 \\ -13.2 \end{Bmatrix} \text{ mm} \quad \begin{Bmatrix} (29.8) \\ (25.0) \\ (-13.2) \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

Posteriormente, se calculan las fuerzas laterales y los cortantes de entrepiso:

$$F_{i_2} = \begin{Bmatrix} 1567 \times 1.00 \times \frac{|-0.5334| \times 319.5}{1098} \\ 2900 \times -0.56 \times \frac{|-0.5334| \times 319.5}{1098} \\ 2900 \times -0.69 \times \frac{|-0.5334| \times 319.5}{1098} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 243.2 \\ -252.1 \\ -311.6 \end{Bmatrix} \text{ kN} \quad \begin{Bmatrix} (24.8) \\ (25.7) \\ (31.8) \end{Bmatrix} \text{ ton}$$

$$V_{i_2} = \begin{Bmatrix} 243.2 \\ -7.9 \\ -320.5 \end{Bmatrix} \text{ kN} \quad \begin{Bmatrix} (24.8) \\ (-0.81) \\ (-32.7) \end{Bmatrix} \text{ ton}$$

A15b) Respuesta en el instante de máxima Velocidad (RIMV)

Se calcula la velocidad, tomando en cuenta el desplazamiento máximo y el periodo del segundo modo. Con dicha velocidad se calcula la fuerza que deberá resistir el dispositivo disipador.

$$\nabla i_{2D} = \frac{2\pi}{0.49} \begin{Bmatrix} 29.8 \\ 2.5 \\ -13.2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 382.2 \\ 31.9 \\ -169.3 \end{Bmatrix} \text{ mm/s} \quad \begin{Bmatrix} (0.382) \\ (0.032) \\ (-0.17) \end{Bmatrix} \text{ m/s}$$

$$F_{di_{2D}} = 0.9 \begin{Bmatrix} 382.2 \\ 31.9 \\ -169.3 \end{Bmatrix} \times \cos 27.6 = \begin{Bmatrix} 305.0 \\ 25.5 \\ -135.0 \end{Bmatrix} \text{ kN} \quad \begin{Bmatrix} (31.1) \\ (2.6) \\ (13.8) \end{Bmatrix} \text{ ton}$$

Componente horizontal de la fuerza que deberá resistir el disipador

$$Vdi_{2D} = \begin{Bmatrix} 305.5 \\ 25.5 \\ -135.0 \end{Bmatrix} \times \cos 27.6 = \begin{Bmatrix} 270.7 \\ 22.6 \\ -119.7 \end{Bmatrix} \text{ kN} \quad \begin{Bmatrix} (27.6) \\ (2.3) \\ (-12.2) \end{Bmatrix} \text{ ton}$$

Fuerzas de inercia horizontales:

$$Fi_{D2} = \begin{Bmatrix} 270.7 \\ 22.6 - 270.7 \\ -119.7 - 22.6 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 270.7 \\ -248.1 \\ -142.6 \end{Bmatrix} \text{ kN} \quad \begin{Bmatrix} (27.6) \\ (-25.3) \\ (-14.6) \end{Bmatrix} \text{ ton}$$

Cálculo de la respuesta en el Tercer Modo ($T_3 = 0.24$ s)

Paso A.8. Se obtiene la relación de amortiguamiento efectivo del segundo modo, sin tomar en cuenta el amortiguamiento histerético ni la ductilidad, los cuales son exclusivos del primer modo, por lo que dicha relación se obtiene con la siguiente expresión:

$$\beta_{2D} = \beta_1 + \beta_{V3} = 0.05 + 0.151 = 0.201$$

Paso A.10. Con esta relación de amortiguamiento y la tabla A-1 se obtiene (interpolando) un coeficiente de amortiguamiento $B_{3D} = 1.503$ (Interpolando), y se calcula el desplazamiento de azotea considerando un comportamiento elástico de la estructura (D_{3D}), (reduciendo la ordenada espectral por amortiguamiento con el coeficiente de amortiguamiento).

$$D_{3D} = \frac{g}{4\pi^2} \Gamma_3 S_{DS} \frac{T_3^2}{B_{2D}} = \frac{9810}{4\pi^2} \cdot |0.1349| \cdot \frac{1.0}{1.503} \cdot 0.24^2 = 1.28 \text{ mm} \quad (1.3 \text{ cm})$$

Paso A11. Como siguiente paso se calcula el coeficiente sísmico inelástico y el cortante basal

$$C_{S3} = \frac{R}{Cd} \frac{S_{DS}}{\Omega_0 B_{3D}} = \frac{8}{5.5} \frac{1.0}{(3 \cdot 1.503)} = 0.323$$

$$V_3 = C_{S3} \bar{W}_3 = 0.323 \cdot 398.3 = 128.6 \text{ kN} \quad (13.1 \text{ ton})$$

Paso A.16. Se revisa el marco en los dos instantes de respuesta:

A16a) Respuesta en el instante de máximo Desplazamiento (RIMD)

Se obtienen los desplazamientos de entrepiso y los desplazamientos relativos con base en el desplazamiento de azotea:

$$\delta_{i_{3D}} = 1.28 \begin{Bmatrix} 1.000 \\ -1.618 \\ -2.096 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1.28 \\ -2.07 \\ 2.68 \end{Bmatrix} \text{ mm} \begin{Bmatrix} (1.3) \\ (-2.1) \\ (2.7) \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\Delta i_{3D} = \begin{Bmatrix} 3.4 \\ -4.8 \\ 2.7 \end{Bmatrix} \text{ mm} \begin{Bmatrix} (3.4) \\ (4.8) \\ (2.7) \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

Posteriormente, se calcularon las fuerzas laterales y los cortantes de entrepiso:

$$F_{i_3} = \begin{Bmatrix} 1567 \times 1.000 \times \frac{|0.1348|}{398} \times 128.6 \\ 2900 \times -1.618 \times \frac{|0.1348|}{398} \times 128.6 \\ 2900 \times 2.096 \times \frac{|0.1348|}{398} \times 128.6 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 68.0 \\ -204.0 \\ -265.0 \end{Bmatrix} \text{ kN} \begin{Bmatrix} (7.0) \\ (20.8) \\ (27.0) \end{Bmatrix} \text{ ton}$$

$$V_{i_3} = \begin{Bmatrix} 68.0 \\ -136.0 \\ 129.0 \end{Bmatrix} \text{ kN} \begin{Bmatrix} (7.0) \\ (-13.9) \\ (13.2) \end{Bmatrix} \text{ ton}$$

A16b) Respuesta en el instante de máxima Velocidad (RIMV)

Se calcula la velocidad, tomando en cuenta el desplazamiento máximo y el periodo del tercer modo. Finalmente con dicha velocidad se calcula la fuerza que deberá resistir el dispositivo disipador:

$$\nabla i_{3D} = \frac{2\pi}{0.24} \begin{Bmatrix} 3.4 \\ -4.8 \\ 2.7 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 89.1 \\ -126.4 \\ 71.3 \end{Bmatrix} \text{ mm/s} \begin{Bmatrix} (0.089) \\ (-0.126) \\ (0.071) \end{Bmatrix} \text{ m/s}$$

$$Fdi_{3D} = 0.9 \begin{Bmatrix} 89.1 \\ -126.4 \\ 71.3 \end{Bmatrix} \times \cos 27.6 = \begin{Bmatrix} 71.1 \\ -100.8 \\ 56.9 \end{Bmatrix} \text{ kN} \begin{Bmatrix} (7.3) \\ (-10.3) \\ (5.8) \end{Bmatrix} \text{ ton}$$

Componente horizontal de la fuerza que deberá resistir el disipador

$$Vdi_{3D} = \begin{Bmatrix} 71.1 \\ -100.8 \\ 56.9 \end{Bmatrix} \times \cos 27.6 = \begin{Bmatrix} 63.0 \\ -89.3 \\ 50.4 \end{Bmatrix} \text{ kN} \begin{Bmatrix} (6.4) \\ (-9.1) \\ (5.2) \end{Bmatrix} \text{ ton}$$

Fuerzas de inercia horizontal:

$$Fi_{D3} = \begin{Bmatrix} 63.0 \\ (-89.3) - 30.8 \\ 50.4 - (-89.3) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 63.0 \\ -152.3 \\ 139.8 \end{Bmatrix} \text{ kN} \begin{Bmatrix} (6.4) \\ (-15.5) \\ (14.3) \end{Bmatrix} \text{ ton}$$

APÉNDICE C

RELACIÓN DE PORCENTAJE DE AMORTIGUAMIENTO CRÍTICO VISCOSO

En este apéndice se presenta de manera detallada la manera en que se justifica el empleo de la ecuación de porcentaje de amortiguamiento crítico viscoso en el diseño de edificios con amortiguamiento suplementario de tipo viscoso (tipo Taylor). En lo que sigue se presentan las consideraciones e hipótesis para llegar a dicha ecuación:

Se considera un sistema de un grado de libertad equipado con un amortiguador viscoso sometido a una historia de desplazamiento de tipo senoidal:

$$u = u_0 \text{sen}(\omega t) \quad (\text{C.1})$$

donde:

u = Desplazamiento del sistema y del amortiguador

u_0 = Amplitud del desplazamiento

ω = Frecuencia de excitación

En donde la fuerza de respuesta se obtiene con la expresión:

$$P = P_0 \text{sen}(\omega t + \delta) \quad (\text{C.2})$$

donde:

P = Fuerza de respuesta del sistema

P_0 = Amplitud de la fuerza

δ = Angulo de fase

Por otro lado, la energía disipada por el amortiguador, (W_D) se obtiene con la ecuación:

$$W_D = \oint F_D du = \oint C \dot{u} du \quad (\text{C.3})$$

Donde:

F_D = Fuerza del disipador

C = Coeficiente de amortiguamiento del disipador

\dot{u} = Velocidad del sistema y del disipador

Resolviendo la integral estableciendo los límites de 0 a $2\pi/\omega$ se obtiene:

$$\begin{aligned}
W_D &= \int_0^{2\pi/\omega} C \dot{u} dt \\
&= C u_0^2 \omega^2 \int_0^{2\pi} \cos^2 \omega t d(\omega t) \\
&= \pi C u_0^2 \omega
\end{aligned} \tag{C.4}$$

La relación de amortiguamiento del disipador se expresa como $\xi_{vm} = C/C_{cr}$, y sabemos que $C_{cr} = 2\sqrt{Km}$, por lo que la expresión anterior resulta:

$$\begin{aligned}
W_D &= \pi C u_0^2 \omega = \pi \xi_{vm} C_{cr} u_0^2 \omega = 2\pi \xi_{vm} \sqrt{Km} u_0^2 \omega \\
&= 2\pi \xi_{vm} K u_0^2 \frac{\omega}{\omega_0} = 2\pi \xi_{vm} W_s \frac{\omega}{\omega_0}
\end{aligned} \tag{C.5}$$

donde:

- C_{cr} = Coeficiente de amortiguamiento crítico
- K = Rigidez del sistema
- m = Masa del sistema
- ω_0 = Frecuencia natural del sistema
- W_s = Energía axial elástica del sistema

Por lo tanto la relación de amortiguamiento atribuida al disipador se expresa como:

$$\xi_{vm} = \frac{W_D}{2\pi W_s} \frac{\omega_0}{\omega} \tag{C.6}$$

W_D y W_s se ilustran en la figura C-1. , y como ω es esencialmente igual a ω_0 bajo excitaciones sísmicas la ecuación anterior se reduce a:

$$\xi_{vm} = \frac{W_D}{2\pi W_s} \tag{C.7}$$

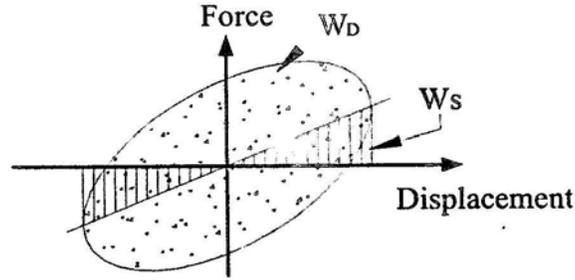


Figura C-1. Definición de energía disipada W_D en un ciclo de movimiento armónico y Energía axial máxima W_s de un sistema de un grado de libertad con amortiguadores viscosos

Ahora considerando un sistema de múltiples grados de libertad, la relación de amortiguamiento efectivo se define como:

$$\xi'_e = \xi_e + \xi_{vm} \quad (C.8)$$

donde:

ξ_e = Relación de amortiguamiento del sistema de múltiples grados de libertad inherente sin disipador.

ξ_{vm} = Relación de amortiguamiento viscoso debido al disipador

Utilizando la ec. (7) para un sistema de múltiples grados de libertad, el FEMA 450 emplea la siguiente ecuación para calcular el amortiguamiento suplementario (ξ_{vm}):

$$\xi_{vm} = \frac{\sum W_j}{2\pi W_k} \quad (C.9)$$

En donde la suma de la energía disipada por el j-ésimo disipador del sistema en un ciclo $\sum W_j$ se expresa como:

$$\sum W_j = \sum \pi C_i u_j^2 \omega_0 = \frac{2\pi}{T} \sum C_i u_j^2$$

Como $u = Z_{rim} \cos \theta_i$, la ecuación anterior queda como:

$$\sum W_j = \sum C_i Z_{rim}^2 \cos^2 \theta_i \quad (C.10)$$

donde:

Z_{rim} = Desplazamiento horizontal relativo del disipador j correspondiente al modo m

θ_i = Angulo de inclinación del disipador j

Mientras que la energía axial elástica del sistema (W_k) se calcula con la ecuación:

$$W_k = \sum \omega^2 m_i Z_i^2 = \frac{4\pi^2}{T^2} \sum m_i Z_i^2 \quad (C.11)$$

donde:

Z_i = Forma modal de desplazamiento en el nivel i

m_i = Masa del nivel i

Finalmente substituyendo la ec. (10) y (11) en la ec. (9) se obtiene que la relación de porcentaje de amortiguamiento crítico viscoso es igual a:

$$\xi_{vm} = \frac{T}{4\pi} \frac{\sum C_i Z_{rim}^2 \cos^2 \theta_i}{\sum \left(\frac{w_i}{g} \right) Z_i^2} \quad (C.12)$$

REFERENCIAS

Bruneau, M, Uang, C. y Whittaker, A., (1998), “Ductile design of steel structures”, Mc Graw Hill, New York, NY, USA.

Chopra A. (2007), “Dynamics of Structures. Theory and applications to earthquake engineering”, Pearson Prentice Hall, New Jersey. USA.

Constantin, C. (2006), “Principles of passive supplemental damping and seismic isolation”, pp. 1-31, IUSS Press, Pavia, Italia.

Presichi, D., (2007), “Aplicación de los métodos estático y dinámico modal para el diseño sísmico de edificios con disipadores de energía, Tesis de Maestría, FI UNAM, México.

ETABS Non Linear, “User’s Manual”, Analysis Reference (1996), Computer and Structures Inc., California.

FEMA-450, (2003), Federal Emergency Management Agency, Capítulo 15 Structures with damping systems, Department of Homeland Security. USA.

FEMA-450, (2003), “NEHRP Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures”, Capítulo 3 Ground Motion, pp. 17- 49, Washington, D.C. USA.

Galambos, T., Lin, F. y Johnston, B., (1999), “Diseño de estructuras de acero con LRFD”, Pearson Educación, México.

Hanson, R. y Soong T., (2001), “Seismic design with supplemental energy dissipation devices”, Earthquake Engineering Research Institute, MNO-8, Oakland, CA, USA.

Hanson, R., (1993), “Supplemental damping for improved seismic performance”, Earthquake Engineering Research Institute, MNO-8, Oakland, CA, USA.

Manual de Diseño de Obras Civiles (1993), “Diseño por sismo”, Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas, México.

Manual de Construcción en Acero-DEP, (2003), Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C., 4ª Ed., Limusa, México.

Martínez Romero, E., Mattox, R., Rahimian, A., (2003), “Criterios de diseño sísmico del edificio Torre Mayor”, Séptimo Simposium de Estructuras de Acero, Veracruz, Ver., México.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (2004), Gaceta Oficial de Distrito Federal, 6 de octubre, D.F., México.

Pérez-Rocha L., Hernández U. y Vilar J., (2006), “Propuestas de modificación a las recomendaciones para análisis sísmico de edificios del manual de diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad, XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puerto Vallarta, Jalisco, México.

Pérez Rocha, L, Avilés J., y Mena, E., (2007), “Recomendaciones para tomar en cuenta los efectos de sitio en la construcción de espectros de diseño sísmico”, XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Ixtapa-Zihuatanejo, Guerrero, México.

Hernández, O., Montiel, M., Ruiz, S., de Buen, O. y Sánchez, J.L., (2004) “Conveniencia de usar disipadores de energía en vez de contravientos en edificios con periodo fundamental largo”, XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, Gro., México.

Ruiz, S. E. e Hidalgo Toxqui, J.P., (2008), “Recomendaciones para reducir las ordenadas espectrales de diseño sísmico debido a un incremento de amortiguamiento viscoso en estructuras desplazadas sobre suelo duro”, XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Veracruz, Ver., México.

Ramírez O., Constantinou M., Kircher C., Whittaker A., Johnson M. y Gómez J., (2001), “Development and evaluation of simplified procedures for analysis and design of buildings with passive energy dissipation systems”, Technical Report MCEER-00-0010, pp. 275-300. Buffalo, NY. USA.

Ramírez, O., Constantinou M., Whittaker A., Kircher C., Johnson M. y Chrysostomou, C., (2003), “Validation of the 2000 NEHRP provisions equivalent lateral force and modal analysis procedures for buildings with damping systems”, Earthquake Spectra, Volume 19, No. 4, pp. 981 -999, EERI, USA.

Salmon, C. y Johnson, J., (1996), “Steel structures design and behavior”, 4ª Ed., Harper Collins, New York, NY, USA.

Hidalgo Toxqui, J.P., (2009), “Reducción de las ordenadas espectrales de diseño sísmico debida al incremento de amortiguamiento viscoso”, Tesis de Maestría, Instituto de Ingeniería UNAM, México

Tena Colunga, A., (2004), “Rehabilitación de estructuras en México utilizando disipadores pasivos de energía”, VIII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Tlaxcala, México.

APÉNDICE D

DIFERENCIAS ENTRE EL MÉTODO PROPUESTO Y EL MÉTODO DEL FEM A

450

Método de esta tesis	Método del Fema 450
PERIODO DE LA ESTRUCTURA	
<p>Paso 2. Se obtiene del análisis de la estructura en estudio</p> T_1	<p>Paso A7. Periodo alargado el cual se obtiene utilizando la ductilidad efectiva supuesta (ec.A.6)</p> $T_1 = T_m \sqrt{\mu_D}$ <p>donde: T_m = Periodo del primer modo μ_D = Ductilidad supuesta</p>
AMORTIGUAMIENTO DEL SISTEMA	
<p>Paso 6 (a) Es la suma del amortiguamiento inherente a la estructura (ξ_e) más el amortiguamiento del dispositivo disipador (ξ_{vm})</p> $\xi'_e = \xi_e + \xi_{vm}$	<p>Paso A8. Es la suma del amortiguamiento inherente a la estructura (β_1) más el amortiguamiento del dispositivo disipador (β_{v1}) multiplicado por la ductilidad supuesta más el amortiguamiento histerético (β_{HD}) (ecs. A.7 y A.8)</p> $\beta_{mD} = \beta_1 + \beta_{v1} \sqrt{\mu_D} + \beta_{HD}$ $\beta_{HD} = q_H (0.64 - \beta_{vm}) \left(1 - \frac{1}{\mu_D} \right)$
COEFICIENTE SISMICO REDUCIDO POR AMORTIGUAMIENTO	
<p>Paso 6. Se construye un espectro reducido por amortiguamiento, ductilidad y sobrerresistencia y se lee el coeficiente sísmico entrando con el periodo de la estructura.</p> $C_{sm} = f(\xi'_e, Q', R, T_1)$ $Q' = f(\xi'_e)$	<p>Paso A8. Se obtiene el coeficiente de amortiguamiento (B_{mD}), para ello se utiliza la tabla A-1 (Apéndice A). Este coeficiente se usa para reducir la ordenada espectral. (ec. A.12)</p> $C_{sm} = \frac{R}{C_d} \frac{S_{DS}}{T_{mD} \Omega_0 B_{mD}}$
DESPLAZAMIENTO DE AZOTEA	
<p>Paso 6. Se calcula el desplazamiento de azotea (D_{mD}) suponiendo comportamiento inelástico del sistema (ec. 3-4). Se utiliza el coeficiente reducido por amortiguamiento</p> $D_{mD} = f(C_{sm})$	<p>Paso A9. Se calcula un desplazamiento de azotea suponiendo comportamiento inelástico usando el coeficiente sísmico reducido por amortiguamiento, y además se obtiene el desplazamiento de azotea elástico utilizando la tabla A-1 (Paso 10)</p> $D_{mD} \text{ y } D$ <p>Se utiliza el mayor de estos dos desplazamientos</p>
DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA EFECTIVA	
<p>Paso 9. Se realiza un análisis no lineal estático ("pushover") del marco en estudio</p>	<p>Paso A13. Se utiliza el coeficiente elástico de la estructura y el periodo sin alargar (ec. A.15)</p> $D_y = f(C_{s1}, T_1)$ $D_y = \frac{g}{4\pi^2} \frac{\Omega_0 C_d}{R} \Gamma_m C_{sm} T_m^2$