

DISEÑO SÍSMICO DE MARCOS NO DÚCTILES DE CONCRETO REFORZADO CON DISIPADORES DE ENERGÍA HISTERÉTICOS: DEFINICIÓN DE PARÁMETROS DE DISEÑO¹

Arturo Tena Colunga² y Horacio de Jesús Nangullasmú Hernández³

Resumen: En este trabajo los autores resumen los resultados de un estudio paramétrico dedicado a evaluar, mediante análisis estáticos no lineales (“pushover”), parámetros globales de diseño sísmico que puedan insertarse transparentemente al Apéndice A de NTCS-04 y al Manual de Obras Civiles (MOC-2008) vigentes, para marcos de concreto reforzado no dúctiles con dispositivos de disipación de energía por histéresis montados en contraventeo chevrón. Para ello se diseñaron marcos cuyas alturas oscilaron entre 5 y 25 niveles utilizando diferentes balances de rigidez entre el sistema contraviento-dispositivo histerético y el marco resistente a momento (α). También, se consideraron diferentes balances de rigidez elástica entre el disipador histerético y los contravientos de soporte (β). Además, a partir de los resultados observados en distintas investigaciones experimentales con este tipo de dispositivos, se evaluaron las pendientes posteriores a fluencia (K_2) de los disipadores, incluyendo aquellos que se idealizan como elastoplásticos perfectos, y para pendientes de 3% y 5%. Por último, se consideraron dos ángulos de inclinación de los contravientos con respecto al eje horizontal (θ): 40° y 45°, considerando alturas de entrepiso y claros típicos usados en la práctica ingenieril mexicana. De los resultados obtenidos en el estudio se definen balances “óptimos” de rigidez α y β que lideran a obtener mecanismos últimos satisfactorios donde los disipadores por histéresis fluyen primero y desarrollan su máxima ductilidad por desplazamiento μ , mientras que en el marco de concreto reforzado se desarrollan solamente fluencias incipientes en los extremos de las vigas. Finalmente, se hacen comentarios adicionales en relación con: (a) las relaciones entre la capacidad de ductilidad global (Q) del sistema y la ductilidad local de los disipadores histeréticos (μ) para una combinación determinada de α , β , K_2 y θ , (b) las distorsiones de entrepiso y su relación con el balance de rigidez seleccionado α y, (c) factores de sobrerresistencia (R) para fines de diseño.

Palabras clave: balances de rigideces, disipadores de energía por histéresis, distorsiones de diseño, ductilidad, fusibles estructurales, marcos de concreto reforzado, parámetros globales de diseño sísmico, sobrerresistencia.

SEISMIC DESIGN OF ORDINARY MOMENT-RESISTING REINFORCED CONCRETE FRAMES WITH HYSTERETIC ENERGY DISSIPATION DEVICES: ASSESSMENT OF DESIGN PARAMETERS

Abstract: In this paper the authors summarize the results of a parametric study devoted to evaluate, using static nonlinear analyses (pushover), global design parameters for the seismic design of reinforced concrete moment-resisting frames (RC-MRFs) with hysteretic energy dissipation devices mounted on chevron steel bracing that can be inserted transparently to Appendix A of NTCS-04 and the Manual of Civil Works (MOC-2008). Frame models ranged from 5 to 25 stories and were designed using different elastic stiffness ratios (α) between the moment frame system and the whole structure (frame-bracing-hysteretic device system). Also, different elastic stiffness balances (β) between the hysteretic device and the supporting braces were considered. Post-yielding stiffnesses (K_2) of 0.0 (elastic-perfectly plastic), 3% and 5% were considered. Two angles of inclination of the chevron braces with respect to the

¹ Artículo recibido el 19 de agosto de 2013 y aceptado para publicación el 21 de noviembre de 2013.

² Coordinador de Posgrado en Ingeniería Estructural, Universidad Autónoma Metropolitana, Departamento de Materiales, Av. San Pablo 180, Col. Reynosa Tamaulipas, 02200 México, D.F. E-mail: atc@correo.azc.uam.mx

³ Estudiante, Posgrado en Ingeniería Estructural, Universidad Autónoma Metropolitana, Av. San Pablo 180, Col. Reynosa Tamaulipas, 02200 México, D.F. E-mail: hangu@hotmail.com

horizontal axis (θ) were considered: 40 and 45 degrees, taking into account typical story heights and bay widths used in Mexican practice. From the results obtained in this study, optimal stiffness balances α and β are defined to achieve a suitable mechanism where the hysteretic devices yield first and develop their maximum local displacement ductility μ whereas in the moment frame incipient yielding is only formed at the beam ends. Finally, additional comments are made with respect to: (a) relationships between global ductility capacity (Q) and local displacement ductility capacity for the hysteretic devices (μ) for a given combination of α , β , K_2 and θ , (c) story drifts at yielding and their relation with the selected α balance and, (d) overstrength factors (Ω) for design purposes.

Keywords: chevron braces, design drifts, ductility, global seismic design parameters, hysteretic energy dissipation devices, overstrength, reinforced concrete frames, stiffness ratios, structural fuses.

INTRODUCCIÓN

Los ingenieros de la práctica y académicos mexicanos se han interesado en los disipadores de energía histeréticos desde 1985, ya que se consideró como una de las soluciones viables para la rehabilitación de varias de las estructuras dañadas por los sismos de septiembre de 1985, así como una alternativa atractiva para el diseño de estructuras nuevas (por ejemplo, Del Valle 1988). Desde ese entonces se han conducido en México una gran cantidad de estudios, que se resumen en algunos estados del arte disponibles (por ejemplo, Ruiz 1998, Tena 2003 y 2004, Tena-Colunga 2007). Sin embargo, aún hoy en día se han hecho relativamente pocos estudios cuyo enfoque o meta principal sea definir parámetros globales de diseño que se puedan incorporar fácilmente en los reglamentos de diseño sismorresistente de México o en recomendaciones de diseño internacionales (por ejemplo, FEMA 450 2006).

La mayoría de los estudios disponibles con este enfoque se han basado en respuestas obtenidas en modelos muy idealizados y principalmente con sistemas de un grado de libertad (por ejemplo, Arroyo y Terán, 2002; Rivera et al., 2006; Ruiz et al., 2008), o en sistemas de un grado de libertad que se calibran con modelos no muy complejos de varios grados de libertad (Ruiz y Badillo 2001, Vargas y Bruneau 2006 y 2009a/b). Se destaca el trabajo presentado por Vargas y Bruneau (2006 y 2009 a/b), donde se relacionan el cortante basal de diseño con la rigidez relativa del marco con respecto a la rigidez elástica total del sistema (α) y con la ductilidad local máxima del disipador histerético que garantiza que el marco se comporte elásticamente (μ_{\max}). Además, se calcula el factor de sobrerresistencia de sistema, Ω_0 , asociado a la fluencia de los disipadores sin que el resto de los elementos sismorresistentes se comporten inelásticamente. Con base en un estudio paramétrico, Vargas y Bruneau (2009a) proponen un procedimiento de diseño para sistemas de varios grados de libertad que calibraron con el diseño de un marco de tres niveles y una crujía que dispone de contravientos restringidos contra pandeo como dispositivo disipador de energía, que después fue construido y ensayado en mesa vibradora, donde los resultados obtenidos validan el procedimiento propuesto (Vargas y Bruneau, 2009b).

Ciertamente el estudio presentado por Vargas y Bruneau (2006 y 2009 a/b) es de gran validez y constituye un avance importante para adaptar algunos procedimientos racionales de diseño a la filosofía vigente en la mayoría de los reglamentos de diseño sísmico del mundo, al permitir definir parámetros globales de reducción de los espectros de diseño, como es el factor de sobrerresistencia, Ω_0 . Sin embargo, al haberse conducido este estudio paramétrico en sistemas idealizados de un grado de libertad, donde esencialmente se concentran y promedian las respuestas inelásticas, se tienen aún incertidumbres de qué tan aplicables son los valores recomendados de los parámetros evaluados para extrapolarlos a estructuras de varios grados de libertad más complejas a las estudiadas por los autores. Este sería el caso, por ejemplo, cuando se dispongan de marcos con varias crujías y varias de ellas no dispongan de dispositivos disipadores de energía y además se disponga de un mayor número de niveles.

Por ello, intentando dar un paso adelante en este sentido, en ese artículo se resumen los resultados de un estudio paramétrico dedicado a evaluar, mediante análisis estáticos no lineales (“pushover”), parámetros globales de diseño sísmico que puedan incluirse en el Apéndice A de NTCS-04 (2004) y en el Manual de Obras Civiles (MOC-2008 2009) vigentes. El estudio se realizó para marcos de concreto reforzado no dúctiles con dispositivos de disipación de energía por histéresis montados en contravento chevrón, cuyas elevaciones oscilan entre 5 y 25 niveles, utilizando diferentes balances de rigidez entre el sistema contraviento-dispositivo histerético y el marco resistente a momento (α) y otros parámetros relevantes, como se describe con detalle secciones adelante.

GENERALIDADES DEL ESTUDIO

El empleo de edificios estructurados con base en marcos de concreto reforzado en las zonas urbanas de México es lo más común. De hecho, aún hoy en día, en la práctica mexicana se sigue prefiriendo diseñar y construir marcos no dúctiles de concreto reforzado antes que marcos propiamente dúctiles (Ribóo, 1995; Tena-Colunga et al., 2008; Tena et al., 2012), lo que ciertamente constituye un riesgo importante en zonas de alta sismicidad. Además, el inventario de estructuras existentes en México y en el mundo en zonas sísmicas con base en marcos de concreto reforzados no dúctiles es muy grande. Por ello, se consideró importante estudiar en primera instancia el empleo de disipadores histeréticos en marcos no dúctiles de concreto reforzado.

Se estudiaron marcos planos no dúctiles de concreto reforzado con un sistema de contraventeo de acero tipo chevrón que sirve de soporte a los disipadores histeréticos (Figura 1). Se formularon las siguientes hipótesis: a) los marcos planos son competentes para resistir todas las combinaciones por cargas verticales y la proporción que les corresponda de las fuerzas sísmicas de diseño, pero respondiendo en el intervalo de comportamiento elástico; b) el sistema de contraventeo, que sirve de soporte a los disipadores de energía, se comporta elásticamente; y c) los disipadores histeréticos son los únicos que deberán trabajar inelásticamente ante la acción de un sismo intenso.

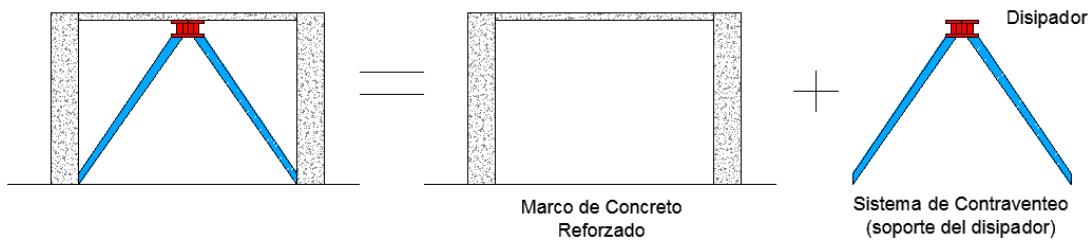


Figura 1: Sistema de marcos de concreto reforzado con contraventeo y disipador.

Modelos estructurales

La configuración geométrica de los marcos en estudio corresponden a edificios regulares, formados por marcos con crujías de 8 m de claro, marcos de cuatro crujías en la dirección X y de tres crujías en la dirección Y , de los cuales, los marcos exteriores (en ambas direcciones) cuentan con el sistema contraviento-disipador en las crujías de la periferia, como se ilustra en la Figura 2. En la dirección X se cuenta con vigas secundarias diseñadas para cumplir con los estados límites de deformación. Además, se diseñó el sistema de piso que consta de una losa de concreto reforzado perimetralmente apoyada.

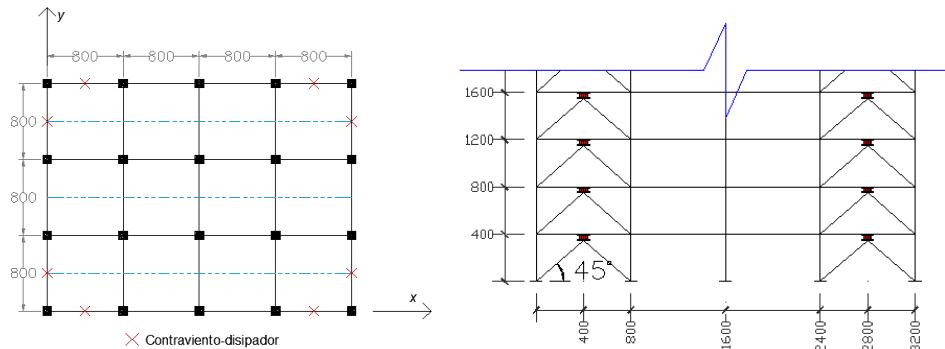


Figura 2: Configuración de los marcos analizados.

Una variable geométrica considerada en este estudio paramétrico fue el grado de inclinación θ del contraviento con respecto al nivel de piso, dado que en un estudio paramétrico previo sobre modelos simplificados de un nivel que incluyen sólo al contraviento y al disipador (Tena, 2000), se observó que sí existe diferencia en la eficiencia de disipadores montados en contravientos chevrón en función del ángulo de inclinación θ de las diagonales. En este estudio se consideraron alturas típicas de entrepiso de los edificios construidos en la ciudad de México. Se usaron dos modelos distintos de marcos planos; el primero de ellos, con un ángulo de $\theta = 45^\circ$ ($h = 4\text{m}$), y el segundo con una inclinación $\theta = 40^\circ$ ($h = 3.36\text{m}$).

Los modelos se variaron en altura desde los 5 hasta los 25 niveles en intervalos de cinco niveles para cada marco estudiado (Figura 3). Además, se propuso que los cambios de sección en vigas y columnas no coincidieran, en la medida de lo posible y lo práctico, con los del sistema de contraviento y disipadores, intentando de esta manera simple no favorecer la formación de pisos débiles debido a los contrastes de rigideces y de resistencias, como se identifica en la Tabla 1 y se ilustra en la Figura 3. Además, en la Figura 3 se muestran las cinco configuraciones de los marcos en estudio y la variación de las secciones con las alturas indicadas en la Tabla 1.

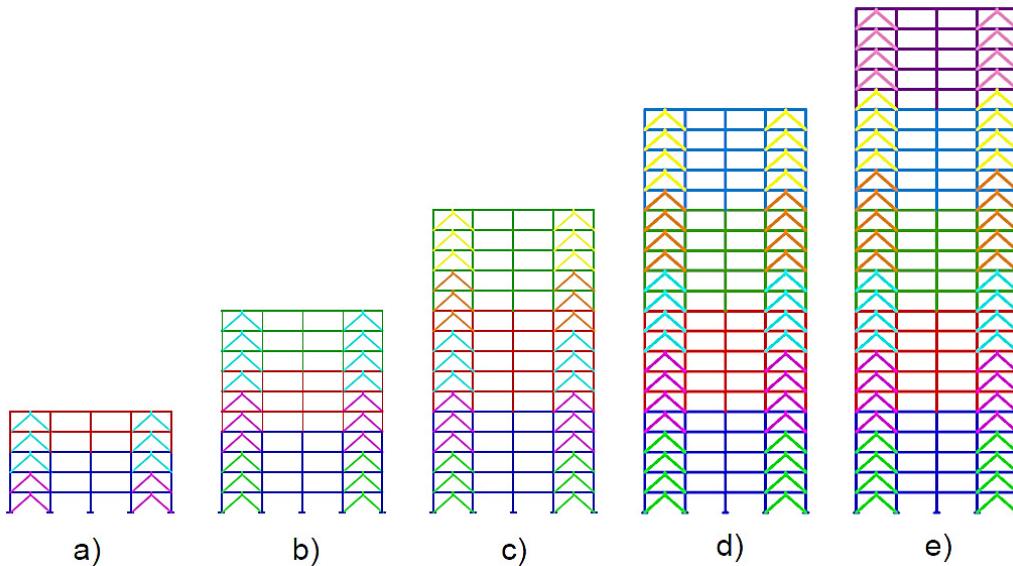


Figura 3: Representación de los cambios de sección para los modelos estudiados (los colores ilustran esquemáticamente los cambios de sección).

Tabla 1: Intervalos de niveles para los cambios de sección en los modelos estudiados.

Número de pisos de los modelos	Secciones tipo en el intervalo de niveles identificado		Número de pisos de los modelos	Secciones tipo en el intervalo de niveles identificado	
	Columnas y vigas	Contravientos y disipadores		Columnas y vigas	Contravientos y disipadores
5	1-3	1-2	20	1-5	1-4
	4-5	3-5		6-10	5-8
10	1-4	1-3	20	11-15	9-12
	5-7	4-6		16-20	13-16
	8-10	7-9		17-20	
15	1-5	1-3	25	1-5	1-4
	6-10	4-6		6-10	5-8
	11-15	7-9		11-15	9-12
		10-12		16-20	13-17
		13-15		21-25	18-21
				22-25	

Parámetros estructurales

Además de los parámetros geométricos mencionados en la sección anterior, se estudiaron parámetros estructurales con la finalidad de definir los valores “óptimos” que permitan, en la medida de lo posible, que el marco no dúctil de concreto reforzado permanezca elástico y los disipadores de energía sean los que concentren las deformaciones inelásticas.

Una de estas variables es la proporción de la rigidez lateral que aportan los marcos (K_{marco}) con respecto a la rigidez lateral total del sistema marco-contraviento-disipador (K_{total}):

$$\alpha = \frac{K_{marco}}{K_{total}} \quad (1)$$

Se estudiaron tres escenarios diferentes:

- I. Cuando los marcos de concreto reforzado son lateralmente menos rígidos que el sistema contraviento-disipador ($\alpha = 25\%$), escenario en el cual el sistema contraviento-disipador de energía debe ser capaz de resistir la mayor parte de la demanda sísmica.
- II. Cuando los marcos de concreto reforzado son iguales de rígidos que el sistema contraviento-disipador ($\alpha = 50\%$).
- III. Cuando los marcos de concreto reforzado son lateralmente más rígidos que el sistema contraviento-disipador ($\alpha = 75\%$), escenario en el cual los marcos deben ser capaces de resistir la mayor parte de la demanda sísmica y permanecer en el intervalo de comportamiento elástico.

Otra variable en estudio es la proporción de la rigidez lateral elástica del dissipador de energía (K_{DDE}) con respecto a la rigidez lateral de los contravientos de soporte (K_{diag}):

$$\beta = \frac{K_{DDE}}{K_{diag}} \quad (2)$$

Se consideraron los siguientes balances: $\beta = 1.0$, $\beta = 0.75$, $\beta = 0.50$ y $\beta = 0.25$. Cuando $\beta = 1.0$, la rigidez del contraviento es la misma que la del dissipador. Cuando $\beta < 1$, el dissipador es más flexible que el contraviento de soporte, lo cual en teoría es lo más indicado. La empresa EMRSA utilizó en sus proyectos con dissipadores de energía ADAS valores de β que varían entre el 0.25 y 0.50 (Martínez Romero, 2003).

Finalmente, el estudio consideró la variación en la pendiente posterior a la fluencia que desarrollan los dissipadores de energía histeréticos, normalizada con respecto a la pendiente elástica inicial, denotado por la variable K_2 (Figura 4). Muchos de los investigadores e ingenieros en la práctica idealizan el comportamiento de los dissipadores histeréticos como elastoplásticos perfectos ($K_2 = 0$). Sin embargo, el estudio evalúa además un comportamiento bilineal por parte de los dissipadores de energía, por lo cual se utilizaron los siguientes valores de pendientes posteriores a la fluencia $K_2 = 0$, $K_2 = 0.03K_{DDE}$ y $K_2 = 0.05K_{DDE}$, que cubre de manera práctica el intervalo de valores reportados en investigaciones experimentales (por ejemplo, Whittaker et al., 1989; Aguirre y Sánchez, 1992; Tsai et al., 1993).

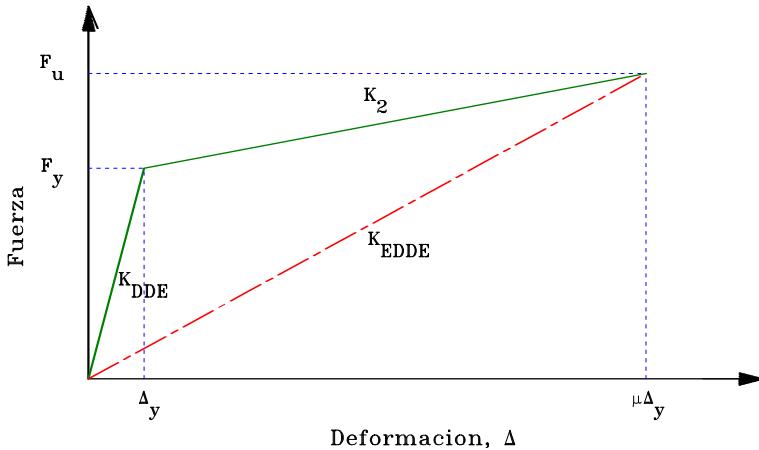


Figura 4: Curva típica fuerza-deformación de un dissipador histerético con comportamiento bilineal.

En la Figura 5 se presenta, en forma de cuadro sinóptico, un diagrama de árbol esquemático donde se identifican todas las variables consideradas para los modelos estudiados por Nangullasmú (2011). De la Figura 5 se observa que para cada altura se tienen 36 modelos (o combinaciones de α , β y K_2), con lo que para cada ángulo de inclinación del contraviento con respecto al plano horizontal, θ , se tienen 180 modelos distintos, para un total de 360 modelos estudiados.

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO POR RIGIDEZ

Todos los modelos en estudio se diseñaron mediante un procedimiento basado en las rigideces iniciales de los marcos con disipadores. Con la finalidad de simplificar el número de variables, en lugar de obtener la fuerza cortante de diseño de forma tradicional, mediante un espectro de diseño sísmico reducido para tomar en cuenta la ductilidad, la sobrerresistencia, la redundancia y demás variables importantes en un diseño conforme a reglamento, se definió para todos los modelos un cortante sísmico de diseño del 10% del peso total de la estructura ($V/W = 0.10$). Asimismo, la ductilidad local objetivo de los disipadores histeréticos se supuso igual a $\mu = 10$.

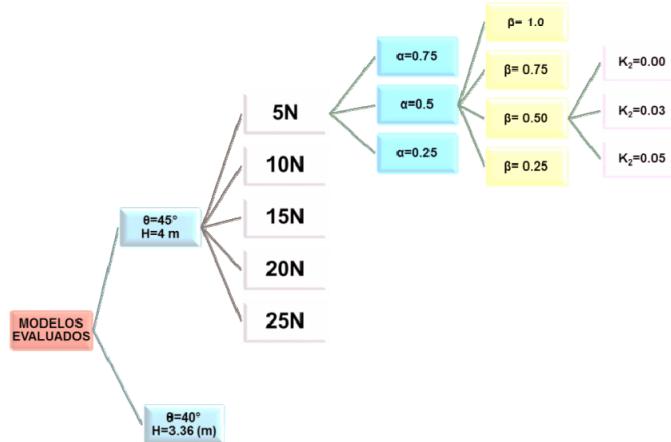


Figura 5: Diagrama de árbol esquemático de los modelos estudiados por Nangullasmú (2011).

El procedimiento de diseño se resume a continuación:

1. Se define el cortante sísmico de diseño V a partir de un espectro de diseño. En este estudio se consideró $V/W = 0.10$ para todas las estructuras, por las razones expuestas anteriormente.
2. Se determina la proporción de la rigidez lateral que van a aportar los marcos y el sistema contraviento-disipador:

$$K_{total} = K_{marco} + K_{contraviento-disipador} \quad (3)$$

$$K_{marco} = \alpha K_{total} \quad (4)$$

$$K_{contraviento-disipador} = (1 - \alpha) K_{total} \quad (5)$$

En este caso, los valores considerados de α son: $\alpha = 0.25$, $\alpha = 0.5$ y $\alpha = 0.75$.

3. Se determina el cortante basal de diseño que, comportándose elásticamente, deben resistir los marcos en ausencia de los contravientos, calculándose simplemente como:

$$V_{marco} = \alpha V \quad (6)$$

En función de ello, en este estudio se calculan las fuerzas laterales por sismo que se aplican en cada uno de los niveles en función de una distribución triangular invertida conforme al método estático.

4. Se elabora un modelo analítico del marco y se prediseñan las secciones de vigas y columnas del marco sin contravientos para tomar las combinaciones de cargas verticales y laterales de diseño (las calculadas en el punto 3), multiplicadas por los factores de carga correspondientes. Se debe revisar también que las vigas cumplan con los estados límites de deformación de servicio. No se revisa en este ejercicio que se cumplan con los estados límites de deformación lateral, pues estos se deben revisar para el sistema completo (marco-contraviento-disipador).

5. Toda vez que se prediseñaron las secciones transversales de los marcos, se puede calcular su rigidez lateral de entrepiso de dos maneras:

- a) El modelo más sencillo es un modelo de corte donde se desprecie la flexibilidad relativa entre vigas y columnas, en cuyo caso:

$$K_{marco} = \sum_{i=1}^{ncol} 12 \frac{E_{ci} I_{ci}}{h_{ci}^3} = 12 \frac{E}{h^3} \sum_{i=1}^{ncol} I_{ci} = ncol \left(12 \frac{EI}{h^3} \right) \quad (7)$$

donde $ncol$ es el número total de columnas del marco en el entrepiso i , E_{ci} , I_{ci} y h_{ci} son respectivamente el módulo de elasticidad, el momento de inercia con respecto al eje principal de flexión y la altura de la columna i de interés. Si todas las columnas tienen el mismo material (E), misma altura (h), e incluso misma inercia, la expresión se simplifica como se indica en la misma ecuación (7).

- b) Una opción más aproximada sería utilizar las famosas fórmulas de Wilbur (por ejemplo, Bazán y Meli, 1999), que consideran la flexibilidad de las vigas en marcos regulares. En este caso, si la rigidez del marco se estima con base en la rigidez de su primer entrepiso considerando que éste se encuentra empotrado, ésta se calcula como:

$$K_{marco} = \frac{48E}{h_1 \left(\frac{4h_1}{\sum_{i=1}^{ncol} \frac{I_{ci}}{h_{ci}}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum_{j=1}^{ntrabe} \frac{I_{tj}}{l_{tj}}} + \frac{1}{12} \sum_{i=1}^{ncol} \frac{I_{ci}}{h_{ci}} \right)} \quad (8)$$

donde h_1 y h_2 son las alturas del primero y segundo entrepiso, $ntrabe$ es el número total de tráves del marco en el primer entrepiso, I_{tj} y l_{tj} son respectivamente el momento de inercia con respecto al eje principal de flexión y la longitud de la tráve j de interés. Los demás términos ya han sido definidos previamente. Si se tiene que $h_1=h_2=h_{ci}=h$, y todas las tráves tienen la misma longitud l , la fórmula se reduce a:

$$K_{marco} = \frac{24E}{h^3 \left(\frac{2}{\sum_{i=1}^{ncol} I_{ci}} + \frac{1}{\frac{h}{l} \sum_{j=1}^{ntrabe} I_{tj} + \frac{1}{12} \sum_{i=1}^{ncol} I_{ci}} \right)} \quad (9)$$

Ahora, si se desea hacer este balance de rigidez con respecto a un entrepiso intermedio cualquiera (n), la expresión se complica un poco más y sería:

$$K_{marco} = \frac{48E}{h_n \left(\frac{4h_n}{\sum_{i=1}^{ncol} \frac{I_{ci}}{h_{ci}}} + \frac{h_{n-1} + h_n}{\sum_{j=1}^{ntrabe} \frac{I_{tj,n-1}}{l_{tj}}} + \frac{h_n + h_{n+1}}{\sum_{j=1}^{ntrabe} \frac{I_{tj,n}}{l_{tj}}} \right)} \quad (10)$$

donde n es el entrepiso de interés y $n-1$ y $n+1$ son respectivamente los entrepisos inmediato inferior e inmediato superior, importantes para definir las propiedades de inercia de vigas y las alturas de entrepiso. Si se tiene un marco regular en alturas de entrepiso (h) y longitudes de las vigas (l), la expresión se reduce a:

$$K_{marco} = \frac{24E}{h^3 \left(\sum_{i=1}^{ncol} I_{ci} + \frac{h^{ntrabe}}{l} \sum_{j=1}^{ntrabe} I_{y_{j-1}} + \frac{h^{ntrabe}}{l} \sum_{j=1}^{ntrabe} I_{y_j} \right)} \quad (11)$$

Si todas las vigas de los niveles $n-1$ y n tienen la misma propiedad de inercia (o sea, son iguales), la expresión se reduce a:

$$K_{marco} = \frac{12E}{h^3 \left(\sum_{i=1}^{ncol} I_{ci} + \frac{h^{ntrabe}}{l} \sum_{j=1}^{ntrabe} I_y \right)} \quad (12)$$

6. A partir de conocer la rigidez y la resistencia lateral que le toca aportar al sistema contraviento-disipador, éstos se prediseñan. Retomando la ecuación (5) se tiene que:

$$K_{contraviento-disipador} = (1 - \alpha) K_{total} = n K_{eq} \quad (13)$$

donde n es el número de contravientos que se utilizan para montar a los disipadores de energía y K_{eq} es la rigidez de un elemento axial equivalente, que toma en cuenta la rigidez elástica del contraviento (K_{diag}) y la rigidez efectiva del disipador de energía (K_{EDDE}) a la ductilidad μ que se le permite desarrollar. En el caso de un contraventeo chevrón con un ángulo de inclinación θ , se puede demostrar que esta se calcula como:

$$\frac{1}{K_{eq}} = \frac{1}{K_{diag}} + \frac{2 \cos^2 \theta}{K_{EDDE}} \quad (14)$$

donde:

$$K_{diag} = \frac{E_{diag} A_{diag}}{L_{diag}} \cos^2 \theta \quad (15)$$

$$K_{EDDE} = \frac{K_{DDE} + K_2(\mu - 1)}{\mu} \quad (16)$$

donde K_{DDE} y K_2 son respectivamente la rigidez elástica y la rigidez posterior a la fluencia del elemento disipador de energía, idealizando su comportamiento histerético como bilineal (Figura 4). Los reglamentos suponen un comportamiento elastoplástico perfecto ($K_2 = 0$), pero en este estudio se valoraron los siguientes casos: $K_2 = 0$, $K_2 = 0.03 K_{DDE}$ y $K_2 = 0.05 K_{DDE}$.

Es claro que, a partir de la ecuación (16), la ecuación (14) también puede escribirse como:

$$K_{eq} = \frac{K_{diag} [K_{DDE} + K_2(\mu - 1)]}{K_{DDE} + K_2(\mu - 1) + 2\mu K_{diag} \cos^2 \theta} \quad (17)$$

Si se reemplaza β de la ecuación (2) en la ecuación (17), se tiene entonces:

$$K_{eq} = \frac{\beta K_{diag} + K_2(\mu - 1)}{\beta + 2\mu \cos^2 \theta + \frac{K_2(\mu - 1)}{K_{diag}}} \quad (18)$$

Por lo tanto, se debe tomar una decisión sobre el balance que debe tener la rigidez elástica del disipador de energía (K_{DDE}) con respecto a los contravientos de soporte (K_{diag}), es decir, $\beta = K_{DDE}/K_{diag}$, y la capacidad de deformación que se le permite desarrollar, μ . En este estudio se consideró que la ductilidad local objetivo que debiera permitírsela a los disipadores histeréticos con base en los resultados de pruebas experimentales fuera $\mu = 10$ (Whittaker et al., 1989; Aguirre y Sánchez, 1992; Tsai et al., 1993). Además, se tomaron los siguientes balances para β (ecuación 2): $\beta = 1.0$, $\beta = 0.75$, $\beta = 0.5$ y $\beta = 0.25$. En función de ello, se determinarán las rigideces elásticas requeridas tanto de los disipadores como de los contravientos.

Por otra parte, se desea que el sistema contraviento-disipador aporte la siguiente resistencia:

$$V_{contraviento-disipador} = (1 - \alpha)V = nV_{u_{C-D}} \quad (19)$$

donde n es el número de contravientos que se utilizan para montar a los disipadores de energía y $V_{u_{C-D}}$ es el cortante que aportaría cada diagonal equivalente contraviento-disipador. Esta resistencia va a estar controlada por la fluencia de los disipadores a la capacidad de deformación μ . Por lo tanto, en un montado chevrón se tendría entonces que el cortante último de diseño de cada disipador, $V_{u_{DDE}}$, se calcularía como:

$$V_{u_{DDE}} = 2V_{u_{C-D}} \quad (20)$$

De la curva bilineal primaria del disipador (Figura 4), se sabe que esta resistencia se desarrolla a la capacidad de deformación del dispositivo y, por lo tanto, se calcula también como:

$$V_{u_{DDE}} = F_u = K_{EDDE}\mu\Delta_y \quad (21)$$

de lo cual, toda vez que la capacidad de cada disipador $V_{u_{DDE}}$ ya ha sido determinada, entonces el desplazamiento de fluencia Δ_y de los disipadores de energía se calcula, a partir de la ecuación (21), como:

$$\Delta_y = \frac{V_{u_{DDE}}}{\mu K_{EDDE}} \quad (22)$$

Con esta información se podrían definir las dimensiones y número de placas de cualquier disipador de energía (ADAS, TADAS, Solera, etc.) utilizando expresiones disponibles en la literatura (por ejemplo, Whittaker et al., 1989; Aguirre y Sánchez, 1992; Tsai et al., 1993; Tena-Colunga, 1997 y 2007; Tena, 2000 y 2003). Sin embargo, en el estudio paramétrico no se diseñó ningún disipador en particular y, por ello, se mantuvieron los balances “teóricos” objetivo.

Es importante recalcar que en el diseño de los contravientos no basta con definir su rigidez con la ecuación (15), sino también revisar que éstos se mantengan elásticos cuando los disipadores desarrollen su cortante último a la ductilidad μ . Por lo tanto, la carga axial máxima que resistiría cada contraviento en montado chevrón sería:

$$P_{diag} \geq \frac{V_{u_{DDE}}}{2\cos\theta} \quad (23)$$

Con esta carga se debe revisar que el diseño del contraviento tenga un factor de seguridad contra pandeo razonable. Para ello, se debe diseñar conforme a las NTCEM-04 (2004) utilizando la expresión por resistencia última (ecuación 25), pero usando un factor de seguridad adicional de al menos de 1.5. Por ello, los contravientos deben ser sección tipo 1 con una relación de esbeltez efectiva que cumpla (apartado 6.2.3.2 NTCEM-04 2004):

$$\frac{Kl}{r} < 5.88 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (24)$$

y la resistencia se calcula como:

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n}} A_t \leq F_y A_t \quad (25)$$

donde:

$$\lambda = \frac{kL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} \quad (26)$$

y todos los parámetros están definidos en las NTCEM-2004: F_y es el esfuerzo de fluencia del acero, E es el módulo de elasticidad del acero estructural, A_t el área neta del elemento, r el radio de giro mínimo, L la longitud efectiva del elemento, k el factor de longitud efectiva del elemento, n es un coeficiente adimensional que depende de la sección transversal del elemento y que toma un valor de 1.4 para elementos de sección cajón y λ es un parámetro de esbeltez.

La carga axial de diseño se calcularía entonces como:

$$P_{diag} = \frac{R_c}{F.S.} = \frac{R_c}{1.5} \quad (27)$$

Alternativamente, se pueden utilizar los criterios de diseño por esfuerzos permisibles para contravientos del Manual AISC, cuando $kL/r < C_c$:

$$P_{diag} = F_a A = \frac{\left[1 - \frac{(kL/r)^2}{2C_c^2} \right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(kL/r)}{8C_c} - \frac{(kL/r)^3}{8C_c^3}} A \quad (28)$$

donde:

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} \quad (29)$$

Por lo tanto, con base en las ecuaciones (15) y (23) se deben diseñar las secciones de los contravientos que satisfagan simultáneamente el balance de rigidez y la resistencia requerida para que permanezcan elásticos (utilizando las ecuaciones 24 a 27 o 28 y 29). Esto puede requerir de un proceso iterativo.

7. Dado que ya se tiene un prediseño de todas las secciones transversales del marco y del contraviento-disipador, se elabora un modelo analítico *ad-hoc* que ya incluya a todos los componentes estructurales, se emplea la rigidez secante equivalente del dissipador (K_{EDDE}) a la ductilidad objetivo μ (Figura 4 y ecuación 16) y se discretizan las cargas verticales y laterales según corresponda. Una vez que se cumpla con lo anteriormente estipulado, se realiza un nuevo análisis.
8. Se revisa que los disipadores y los contravientos resistan las cargas que toman según el análisis. Dado que en este estudio se da por hecho que los disipadores idealmente serán capaces de tomar y transmitir esa carga a la ductilidad local objetivo $\mu=10$, entonces lo que debe hacerse es revisar que los contravientos tengan la capacidad de tomar la carga axial, conforme a las ecuaciones (27) o (28). En caso de no tener la capacidad suficiente, se proponen nuevas secciones de contravientos y se regresa al inciso 7. En caso de satisfacer este requisito, se continúa con el inciso 9.

9. Con los elementos mecánicos del análisis para las combinaciones de cargas verticales y verticales con sismo, se diseñan las vigas a flexión como doblemente armadas utilizando cualquier procedimiento reconocido, así como por cortante, respetando todas las disposiciones de las Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Concreto Reforzado del Reglamento del Distrito Federal (NTCC-04 2004) para marcos no dúctiles. Si no cumplen con algún(os) requisito(s), se proponen nuevas secciones que las cumplan y se regresa al inciso 7. En caso de satisfacer(los), se continúa con el inciso 10.
10. Para el diseño de las columnas a flexocompresión, flexotensión y cortante, se siguieron las recomendaciones que se disponen en las NTCC-2004 para marcos no dúctiles. En la definición de la carga axial de diseño, se tomó la mayor de la obtenida con los siguientes dos criterios: a) la carga axial obtenida del modelo de análisis estructural para las respectivas combinaciones de carga o, b) una carga axial estimada como aquella que le corresponde tomar por cargas gravitacionales más la carga axial máxima que le transmitirían los contravientos al desarrollar la carga de pandeo (por ejemplo, ecuación 25). Si no cumplen con algún(os) requisito(s), se proponen nuevas secciones que las cumplan y se regresa al inciso 7. En caso de satisfacer(los), se continúa con el inciso 11.
11. Para asegurar el mecanismo de viga débil-columna fuerte, conforme a lo que establecen las NTCC-04, se revisa que la suma de los momentos nominales resistentes de las columnas que concurren al nudo ante las cargas axiales de diseño fuese al menos 1.5 veces la sumatoria de los momentos nominales resistentes de las vigas, esto con base en el equilibrio del nodo en el cual concurre el elemento a diseñar. En caso contrario, se redefinen las secciones de las columnas para que cumplan este requisito y se regresa al inciso 7. En caso de satisfacer este requisito, se continúa con el inciso 12.
12. Dado que el diseño ya es satisfactorio en resistencia, sólo se verifica el balance final de las rigideces iniciales, en caso que en el proceso se haya tenido que cambiar de secciones. Esto se puede hacer de varias maneras. La más aproximada sería definiendo las rigideces de entrepiso del modelo final (K_{total}) a partir de cargas unitarias y después retirar de este modelo contravientos y disipadores para definir ante cargas unitarias las rigideces de entrepiso del marco solo (K_{marco}). También podría hacerse nuevamente a partir de usar las fórmulas de Wilbur (ecuaciones 8 a 12) para determinar las rigideces de los marcos y las fórmulas aproximadas para estimar la rigidez lateral del sistema contraviento-disipador (ecuaciones 13 a 17).
13. Se revisa que la estructura cumpla con los estados límites de deformación lateral (distorsiones últimas de diseño), conforme lo establezca una normatividad o un objetivo de diseño. En esta investigación paramétrica no se establecieron valores límites en este sentido. En un diseño conforme a un reglamento se debe satisfacer este requisito y, en caso de no hacerlo, significaría que la estructura sería más flexible que lo que permite el reglamento. Lo más recomendable en este caso sería proponer una mayor rigidez lateral del sistema contraviento-disipador, es decir, un valor de α más pequeño. Para ello, existen varias opciones posibles: a) reducir el valor de la ductilidad local objetivo μ del disipador; b) aumentar la rigidez elástica del disipador (aumentar el valor de β); o c) proponer una mayor sección transversal de los contravientos (aumentar K_{diag}) y se regresaría al inciso 7. Toda vez que se cumpla con el numeral 13, el diseño está terminado.

ANÁLISIS NO LINEALES

Se llevaron a cabo análisis estáticos no lineales ante cargas monótonas crecientes (“pushover”) para los diseños de los 360 marcos descritos (Figura 5). Se empleó el programa DRAIN-2DX para este propósito (Prakash et al., 1992).

Generalidades del modelado

En todos los casos se realizó primero un análisis por cargas verticales que incluye todas las cargas muertas más cargas vigas con intensidad instantánea. Además, se incluyeron los efectos P-Δ en columnas y contravientos, para tomar en cuenta las deflexiones horizontales y las fuerzas internas generadas por los momentos asociados a tal efecto.

Las vigas y columnas se modelaron como elementos viga-columna con la posibilidad de desarrollar articulaciones plásticas en sus extremos. Para la estimación de las capacidades nominales de vigas y columnas (cuyas propiedades nominales son $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y $E_c = 221.4 \text{ ton/cm}^2$) se empleó el modelo de Kent y Park modificado para concreto confinado (Park et al., 1982) en función del refuerzo y el detallado utilizado en el diseño. La estimación de las capacidades se llevó a cabo empleando el software BIAX (Wallace y Moehle, 1989), donde en

la estimación de las curvas momento-curvatura se considera la ubicación del acero de refuerzo (y su modelo constitutivo) y las regiones donde el núcleo del concreto está confinado y las zonas donde éste no está confinado.

Los contravientos metálicos (de acero A-36, $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ y $E_s = 2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$) se modelaron como elementos axiales y se consideró un comportamiento elastoplástico perfecto a tensión y un pandeo elástico a compresión, determinando la capacidad a comprensión de los contravientos considerando que sus condiciones de apoyo corresponden a un apoyo simple ($k = 1$) y tomando en cuenta sus relaciones de esbeltez (kl/r) a la hora de determinar su capacidad nominal conforme a las NTCEM-04 (ecuación 25).

Los disipadores de energía (de acero A-36, $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ y $E_s = 2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$) se modelaron como elementos viga-columna con la posibilidad de desarrollar articulaciones plásticas en sus extremos y conectados en la parte inferior a los contravientos y en la parte superior a las vigas. Se consideró que el nodo inferior del disipador está restringido al giro, lo cual se hizo con base en los resultados de estudios previos (Tena-Colunga, 1997; Tena, 2000), donde este modelado permitió obtener correlaciones muy razonables con los resultados reportados para el modelo de edificio ADAS-3 ensayado en la mesa vibradora de la Universidad de California en Berkeley (Whittaker et al., 1989).

En el estudio paramétrico se definió una altura típica para los disipadores de $h = 50 \text{ cm}$, y a partir de este dato y de conocer la rigidez elástica para cada disipador, se pudieron calcular sus parámetros de rigidez, por ejemplo, para calcular el momento de inercia equivalente I_{eq} :

$$I_{eq} = \frac{K_{DDE} h^3}{12E} \quad (30)$$

La capacidad nominal de los disipadores se definió a partir de transformar su cortante último en momentos nominales equivalentes a partir de las ecuaciones de equilibrio:

$$M_{DDE} = \frac{V_{u_{DDE}} h}{2} \quad (31)$$

Se modeló la pendiente posterior a la fluencia conforme se establece en el manual del DRAIN-2DX, considerándose los tres casos: $K_2 = 0$ (modelo elasto-plástico perfecto), $K_2 = 0.03K_{DDE}$ y $K_2 = 0.05K_{DDE}$.

Definición del mecanismo último aceptable

El criterio empleado para definir el mecanismo último aceptable (no necesariamente el mecanismo de colapso) de los marcos estudiados se basó, además de alcanzar la ductilidad objetivo de los disipadores de energía (μ), en la capacidad de rotación plástica teórica de las vigas y de las columnas o, en su defecto, el pandeo de los contravientos. Las rotaciones plásticas en vigas y columnas se determinaron a partir de diagramas momento-curvatura calculados en el programa BIAX (Wallace y Moehle, 1989).

La información obtenida de los análisis no lineales se procesó hasta el incremento de desplazamiento correspondiente a cuando la mayoría de los disipadores alcanzaron el punto de falla, es decir, cuando éstos desarrollaban ductilidades mayores a la ductilidad objetivo de diez ($\mu \geq 10$), pero a la vez se restringió que en ningún disipador se alcanzaran ductilidades mayores a doce ($\mu \leq 12$), suponiendo que a partir de ahí es cuando los disipadores pudieran empezar a desconectarse de su sistema de soporte (contravientos), por lo que los datos teóricos que arroja a partir de ese instante el programa DRAIN-2DX pudieran no ser representativos para su postproceso. Por lo tanto, en este estudio se consideraron ductilidades objetivo de los disipadores $10 \leq \mu \leq 12$.

Resultados procesados

Dentro de la información procesada de los análisis estáticos no lineales se encuentra:

- a) Deformación inelástica de los disipadores de energía.
- b) Diagramas cortante-distorsión para cada uno de los entrepisos considerados, así como la curva global de cada modelo (Figura 6).
- c) Distorsión de entrepiso asociada a la fluencia (A_y) y, por ende, al estado límite de servicio de la estructura (Figura 6).

- d) Distorsión de entrepiso última (Δ_u , Figura 6) para alcanzar la ductilidad objetivo de los disipadores (μ) y, por lo tanto, asociada al desempeño esperado en una estructura con control de la respuesta sismica para el denominado sismo de diseño.
- e) Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas.

Los resultados del extenso estudio paramétrico descrito se reportan con detalle en Nangullasmú (2011). A continuación se presentarán y discutirán algunos de los resultados más relevantes.

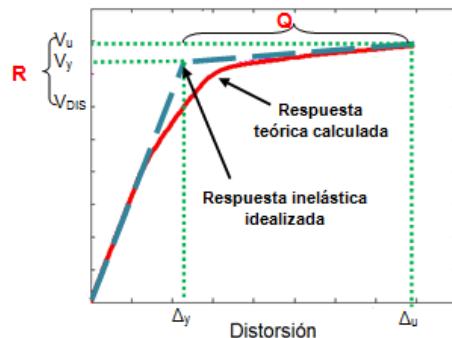


Figura 6: Idealización bilineal de la curva cortante basal-distorsión global.

Mapeos de demandas inelásticas

Dado el importante número de modelos y variables en estudio, los modelos se fueron discriminando en función de que su mapeo de fluencias o demandas inelásticas estuviera más cercano al objetivo de diseño, es decir que las demandas inelásticas se concentraran principalmente en los disipadores y, en menor medida en vigas. Por ello, se definió una escala de colores cálidos para identificar de manera sencilla y esquemática el nivel de demanda inelástica de los distintos elementos estructurales. La escala de colores cálidos para los disipadores de energía se realizó en función de las demandas de ductilidad que desarrollaron los modelos, y se identifican por medio de un cuadro, como se ilustra en la Tabla 2. La escala de colores cálidos en vigas y columnas se definió a partir de las rotaciones plásticas máximas que fueron normalizadas con respecto a su diagrama nominal momento-curvatura, y se identifican por medio de un círculo, como se ilustra esquemáticamente en la Figura 7.

Tabla 2: Identificación de la escala de colores usada en los disipadores.

Color	Demandas de ductilidad del disipador
oscuro	$10 < \mu \leq 12$
rojo	$8 < \mu \leq 10$
naranja	$6 < \mu \leq 8$
amarillo	$2 < \mu \leq 6$
blanco	Elástico

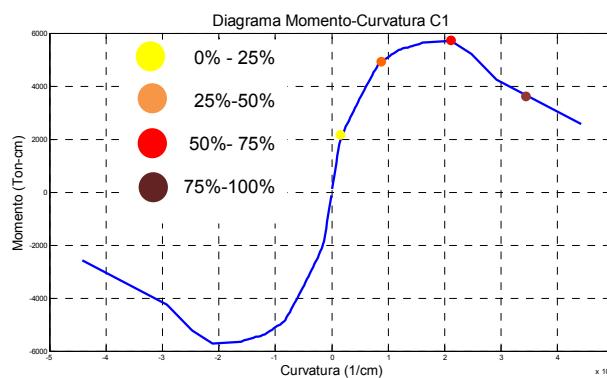


Figura 7: Representación esquemática de la escala de colores cálidos para las rotaciones plásticas en vigas y columnas.

Para ilustrar el impacto de la pendiente posterior a la fluencia de los disipadores, K_2 , en la respuesta global de los marcos, en la Figura 8 se comparan los mapeos de demandas inelásticas acumuladas para los modelos de diez niveles cuando $\theta = 45^\circ$, $\alpha = 0.25$ y $\beta = 0.25$. Se distingue que a medida que K_2 aumenta, la ductilidad desarrollada por el disipador también tiende a aumentar basado en la observación de la escala de colores. Se distingue también de esta figura que el aumento de la pendiente posterior a la fluencia está asociado al daño importante en las columnas de la periferia del lado izquierdo, como consecuencia de que los contravientos le transmiten cargas axiales mayores. Las mayores magnitudes de las rotaciones se presentan en los entrepisos intermedios, posiblemente debido al cambio de secciones entre los elementos del marco y el de contraviento presentados en esos niveles. Cabe resaltar que aunque la secuencia inicial de fluencias sería consistente con la filosofía aplicada de columna fuerte - viga débil, ya que la mayoría de los disipadores y las vigas presentan rotaciones plásticas, el problema consiste en que, para las demandas de ductilidad objetivo de los disipadores, varias columnas de la periferia comienzan a experimentar rotaciones plásticas en ambos extremos, por lo que al final se pudieran favorecer mecanismos de falla mixtos o de un piso suave.

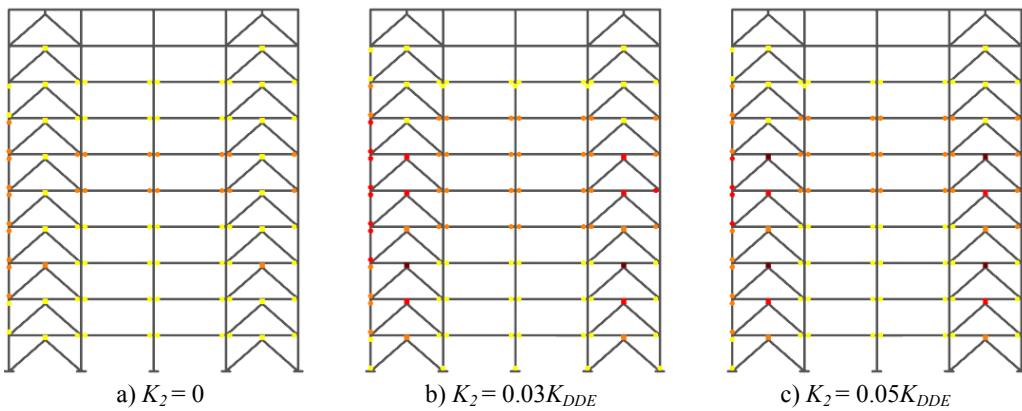


Figura 8: Mapeos de demandas inelásticas para los modelos de 10 niveles cuando $\theta = 45^\circ$, $\alpha = 0.25$ y $\beta = 0.25$.

Para ilustrar el impacto del contraste de rigidez elástica entre el disipador histerético y los contravientos de soporte, β , en la respuesta global de los marcos, en la Figura 9 se comparan los mapeos de demandas inelásticas acumuladas para los modelos de cinco niveles cuando $\theta = 45^\circ$, $\alpha = 0.25$ y $K_2 = 0.05K_{DDE}$. En esta figura se ve claramente la tendencia marcada para la mayoría de los modelos evaluados, en la cual, a medida que decrece el valor de β , a los disipadores se les demanda una mayor ductilidad μ , es decir, tienden a ser más eficientes. Sin embargo, este incremento en la demanda de ductilidad de los disipadores trae como consecuencia un mayor daño al sistema del marco, y en el caso ilustrado de los marcos de cinco niveles, principalmente en vigas, pero para modelos de mayor altura también sucede en las columnas.

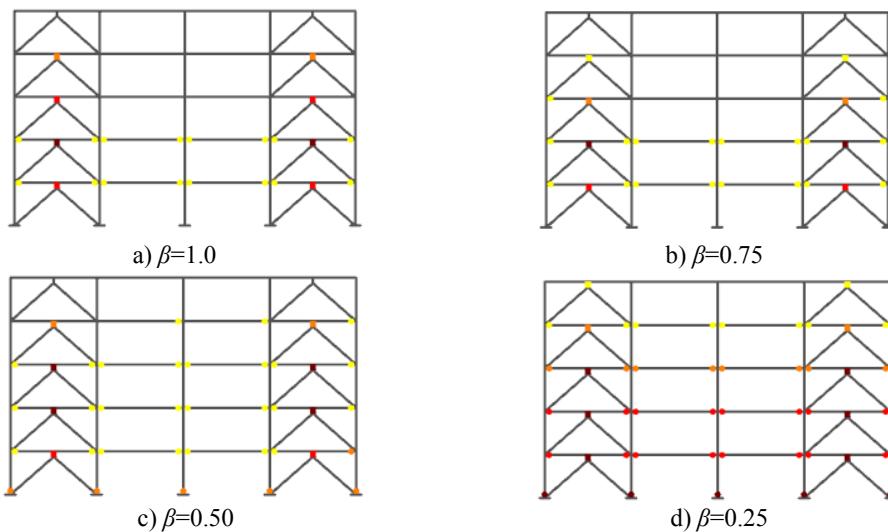


Figura 9: Mapeos de demandas inelásticas para los modelos de 5 niveles cuando $\theta = 45^\circ$, $\alpha = 0.25$ y $K_2 = 0.05K_{DDE}$.

El impacto del contraste de rigidez elástica entre la rigidez del marco y la rigidez total del sistema completo, α , en la respuesta global de los marcos, es que a medida que α aumenta, la acción inelástica depende cada vez más del marco y, por ello, el daño se concentra más en vigas y columnas (no mostrado).

A continuación se presentan, para cada altura en estudio, exclusivamente a los modelos que desarrollaron los mejores comportamientos, definidos éstos en función de concentrar la mayor parte del daño exclusivamente en los disipadores, desarrollando demandas de ductilidad importantes y minimizando las demandas inelásticas en el marco, sobre todo en las columnas.

Modelos de 5 niveles

En las Figuras 10 y 11 se muestran los mapeos de demandas inelásticas acumuladas para los modelos de cinco niveles con el balance de rigidez elástica entre disipador y contraviento más flexible considerado en este estudio paramétrico ($\beta = 0.25$). Se aprecia claramente de estas figuras que los disipadores de energía son los que absorben la mayor cantidad de daño asociado al desplazamiento μ . Se observa una acción inelástica muy reducida en los elementos estructurales que conforman el sistema del marco, principalmente en las vigas, mientras que las columnas solo presentan rotaciones plásticas acumuladas exclusivamente en el extremo inferior del primer nivel de entrepiso debido a la condición de empotramiento perfecto supuesta. Desde el punto de vista ideal que en una estructura con disipadores de energía solamente deberían trabajar inelásticamente los disipadores y, cuando mucho, sólo permitir fluencias de pequeña magnitud en vigas, entonces en este caso el comportamiento más cercano al descrito se obtiene para $\alpha = 0.25$, $\beta = 0.25$, $\theta = 40^\circ$ y $K_2 = 0.05K_{DDE}$ (Figura 10a). No se aprecian diferencias importantes en función del ángulo de inclinación del contraviento θ para esta altura (Figuras 10 y 11).

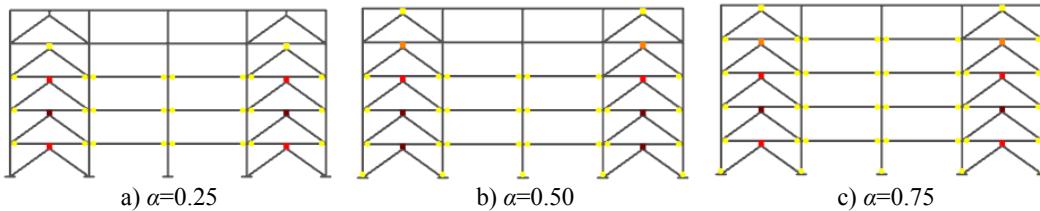


Figura 10: Mapeo de demandas inelásticas para los modelos de 5 niveles $\theta = 40^\circ$, $\beta = 0.25$ y $K_2 = 0.05K_{DDE}$.

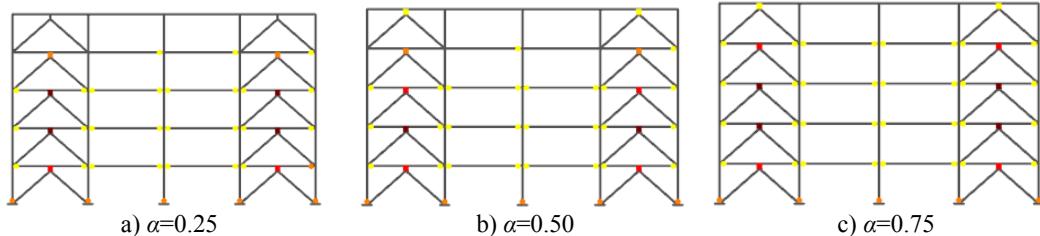


Figura 11: Mapeo de demandas inelásticas para los modelos de 5 niveles $\theta = 45^\circ$, $\beta = 0.25$ y $K_2 = 0.05K_{DDE}$.

Para completar el panorama, en las Figuras 12 y 13 se presentan las demandas de ductilidad de los disipadores de energía de los marcos de las Figuras 10 y 11 respectivamente, y se muestran las diferencias obtenidas para las distintas pendientes posteriores a la fluencia en estudio, K_2 . En estas figuras, el eje de las abscisas corresponde a las ductilidades locales de los disipadores de energía (μ), y el de las ordenadas al número de niveles para los marcos estudiados. Las líneas punteadas representan los límites en los cuales los disipadores presentan un desempeño eficiente ($8 \leq \mu \leq 12$).

De la observación de las Figuras 12 y 13 se corrobora que las pendientes posteriores a la fluencia K_2 es un parámetro importante en el comportamiento de los disipadores. Se confirma que en general, a medida que K_2 aumenta, la ductilidad demandada por el disipador también tiende a aumentar, sobre todo la mayor diferencia se aprecia con respecto a cuando el disipador se considera como elasto-plástico perfecto ($K_2 = 0$), ya que para este caso los disipadores no alcanzan la ductilidad deseada para su óptimo desempeño. De hecho, mientras mayor es la diferencia entre las rigideces elásticas del contraviento y el disipador (β es más pequeña), más notable es esta diferencia (no mostrado, véase: Nangullasmú, 2011). Sin embargo, para las curvas correspondientes a $K_2 = 0.03K_{DDE}$ y $K_2 = 0.05K_{DDE}$, se observa un comportamiento bastante similar.

Por otra parte, si se toman decisiones con base en maximizar un solo parámetro, sin evaluar el trabajo de todo el conjunto, puede no ser la mejor decisión. Es muy tentador como objetivo de diseño desarrollar las máximas ductilidades en todos los disipadores y en todos los niveles. Bajo esta óptica, de las Figuras 12 y 13 uno concluiría que las mejores opciones sería para la siguiente combinación de parámetros estructurales: $\alpha = 0.75$, $\beta = 0.25$ y $K_2 = 0.05K_{DDE}$ (Figuras 12c y 13c). Sin embargo, esto lideraría a una mayor demanda de trabajo inelástico en los elementos del marco (Figuras 10c y 11c), y aunque para estructuras de esta altura baja (5 niveles) esta demanda se concentra en vigas y pudiera considerarse como aceptable, como se mostrará más adelante, para estructuras de mayor altura, esto lidera también a que algunas columnas respondan inelásticamente.

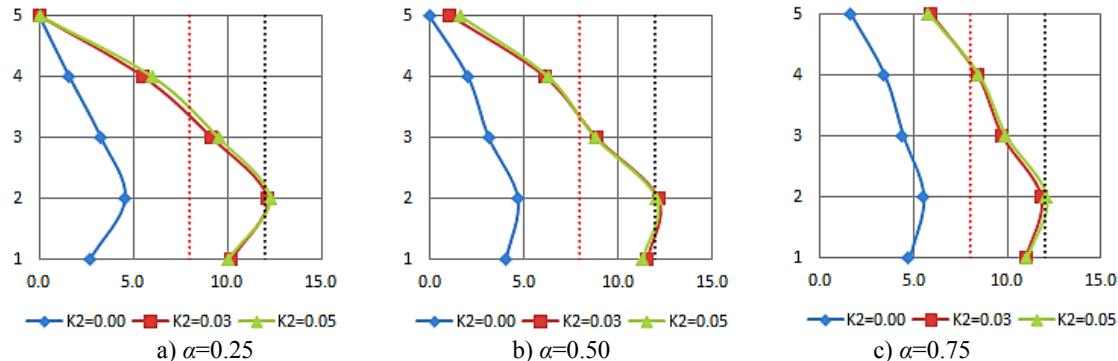


Figura 12: Demandas de ductilidad de los disipadores (μ) para los modelos de 5 niveles, $\theta = 40^\circ$ y $\beta = 0.25$.

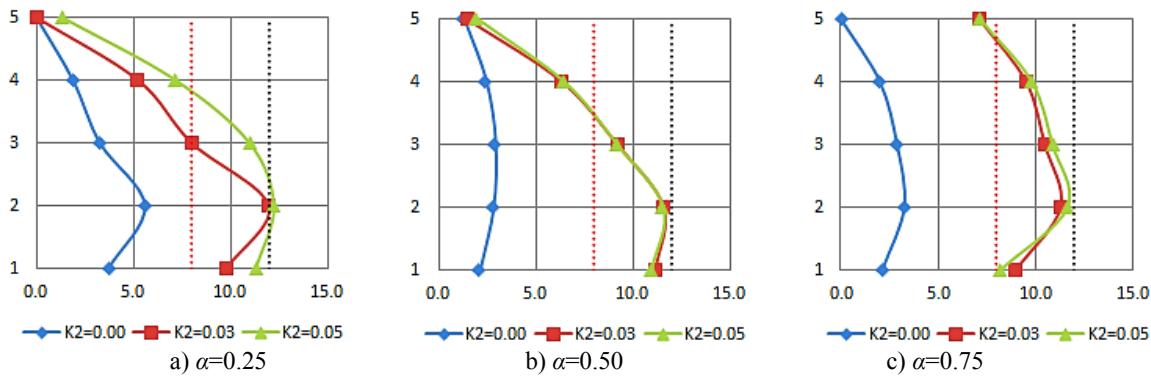


Figura 13: Demandas de ductilidad de los disipadores (μ) para los modelos de 5 niveles, $\theta = 45^\circ$ y $\beta = 0.25$.

Modelos de 10 y 15 niveles

En los modelos de 10 y 15 niveles se aprecian algunas diferencias en la respuesta cuando el ángulo del contraviento es $\theta = 40^\circ$ o $\theta = 45^\circ$. En la Figura 14 se presentan los modelos con los que se obtuvieron los mejores comportamientos. En las Figuras 14a y 14c se presentan los mapeos de demandas inelásticas cuando $\theta = 40^\circ$, $\alpha = 0.25$ y $\beta = 0.75$ para los modelos de 10 y 15 niveles respectivamente, donde se aprecia que más del 60% de los disipadores dispuestos están trabajando en óptimas condiciones y que no fluyen en el último nivel. Las vigas de estos modelos presentan un buen comportamiento; sin embargo, las columnas del borde exterior izquierdo presentan en sus extremos rotaciones plásticas de alguna importancia en los niveles intermedios (Figuras 14a, 14c y 7), lo cual obviamente no es deseable. Para los modelos con $\theta = 45^\circ$ (más altos), el mejor comportamiento se obtiene para otro balance, cuando $\alpha = 0.25$ y $\beta = 0.50$ y el mapeo de demandas inelásticas correspondiente se presenta en la Figura 14b para el modelo de 10 niveles y en la Figura 14d para el modelo de 15 niveles. Para fines prácticos, la acción inelástica es similar a la obtenida para $\theta = 40^\circ$ (Figuras 14a y 14c), pero la diferencia es que para la mayor altura ($\theta = 45^\circ$), se requirió de una menor rigidez del disipador (menor β).

Modelos de 20 y 25 niveles

Al igual que para los modelos de 10 y 15 niveles, se aprecian algunas diferencias en la respuesta cuando el ángulo del contraviento es $\theta = 40^\circ$ o $\theta = 45^\circ$. En la Figura 15 se presentan los modelos donde se obtuvieron los mejores comportamientos, que para $\theta = 40^\circ$ corresponden cuando $\alpha = 0.50$ y $\beta = 0.50$ (Figuras 15a y 15c), mientras que para $\theta = 45^\circ$ existe una pequeña diferencia, pues los balances “óptimos” se obtienen cuando $\alpha = 0.50$ y $\beta = 0.75$ (Figuras 15b y 15d). Los aspectos relevantes a comentar para este número de niveles es que los disipadores trabajan

de manera eficiente sólo en los niveles intermedios (aproximadamente el 60% de los disipadores), pues en los niveles inferiores sus demandas de ductilidad son reducidas y en los últimos niveles sus demandas o son reducidas, o trabajan elásticamente. La acción inelástica de los elementos que componen al marco también se concentran en los niveles intermedios. Las vigas de estos modelos presentan en general un buen comportamiento; sin embargo, algunas columnas del borde exterior izquierdo presentan en sus extremos rotaciones plásticas de alguna importancia en los niveles intermedios (Figuras 15 y 7), lo cual no es deseable.

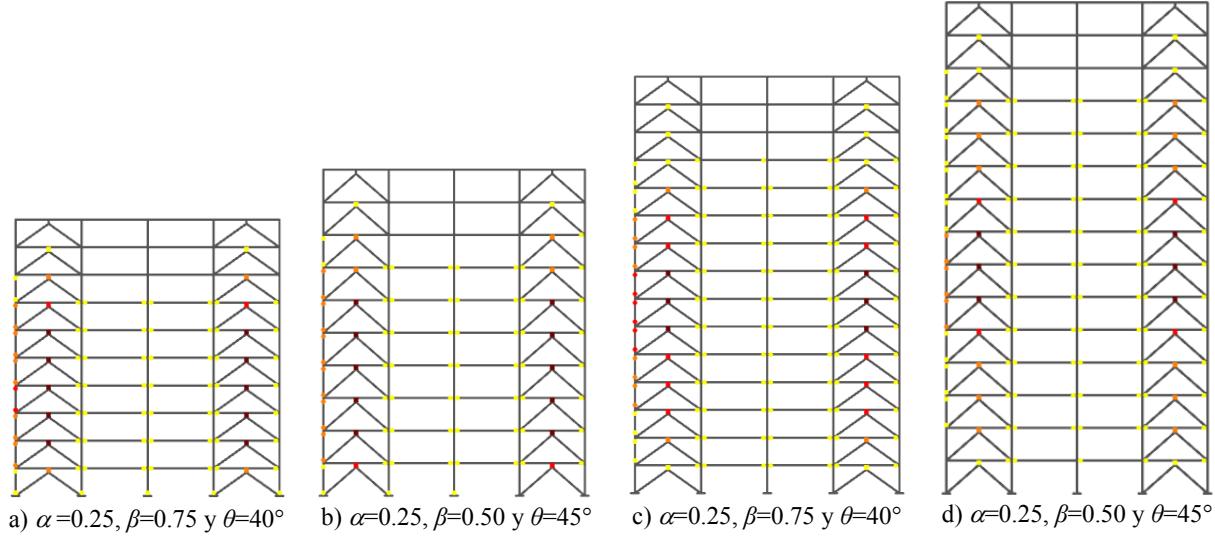


Figura 14: Mapeo de demandas inelásticas para los modelos de 10 y 15 niveles para $K_2=0.05K_{DDE}$.

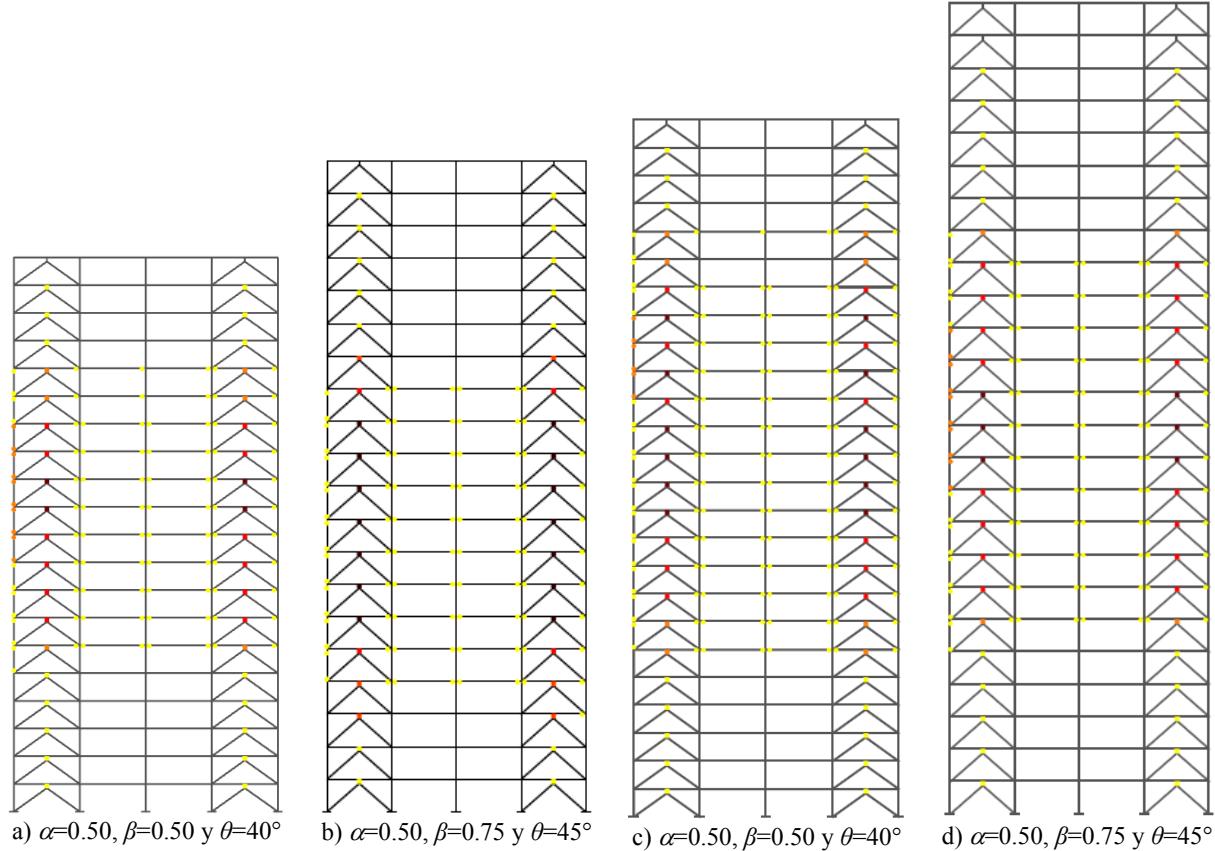


Figura 15: Mapeo de demandas inelásticas para los modelos de 20 y 25 niveles para $K_2=0.05K_{DDE}$.

DEFINICIÓN DE PARÁMETROS GLOBALES DE DISEÑO

Toda vez que se estudiaron con detalle los mapeos de demandas inelásticas y su relación con las demandas de ductilidad objetivo de los disipadores, se procedió a analizar la información de los análisis estáticos no lineales para poder proponer parámetros globales de diseño de estos sistemas estructurales, como se identifica a continuación.

Balances “óptimos” de rigidez

Se definieron los balances “óptimos” de los parámetros estructurales de rigidez α y β para los modelos en estudio con base en las demandas de ductilidad desarrolladas por los disipadores y en la observación de los mapeos de las demandas inelásticas correspondientes, y se resumen en la Tabla 3.

Tabla 3: Balances “óptimos” de los parámetros estructurales α y β para los modelos en estudio.

NIVELES	H/L	θ	α	β
5	0.53	40°	0.25	0.50
	0.63	45°	0.25	0.50
10	1.05	40°	0.25	0.75
	1.25	45°	0.25	0.50
15	1.58	40°	0.25	0.75
	1.88	45°	0.25	0.50
20	2.10	40°	0.50	0.50
	2.50	45°	0.50	0.75
25	2.63	40°	0.50	0.50
	3.13	45°	0.50	0.75

Se puede concluir que para los diferentes niveles considerados en este estudio, parece conveniente que la rigidez elástica del disipador sea cercana o mayor a la mitad de la rigidez elástica del contraviento de soporte ($0.5 \leq \beta \leq 0.75$). En cuanto al parámetro α , se aprecia que para modelos de poca a mediana altura (hasta 15 niveles) o que no sean esbeltos ($H/L < 2$), es más eficiente el sistema cuando la rigidez lateral elástica del marco es el 25% de la rigidez elástica total del sistema ($\alpha = 0.25$), mientras que a medida que aumenta el número de niveles a alturas intermedias importantes (20 y 25), o la relación de esbeltez del modelo aumenta a $H/L > 2$, se requiere que los marcos posean una mayor rigidez lateral (que aumente α).

Distorsiones de entrepiso

Se calcularon y graficaron las distorsiones de entrepiso a la fluencia (Δ_y) y últimas (Δ_u) de todos los modelos en estudio, como se reporta con detalle en Nangullasmú (2011). Se apreció que las distorsiones de entrepiso últimas Δ_u en general aumentan a medida que (no mostrado, véase Nangullasmú, 2011): a) el disipador es más flexible (disminuye β) y, b) aumenta la rigidez posterior a la fluencia del disipador (K_2).

Para definir las distorsiones de diseño, se estudiaron las envolventes de distorsiones Δ_y y Δ_u de los modelos correspondientes a los balances “óptimos” identificados en la Tabla 3. En la Figura 16 se presentan las envolventes obtenidas para los balances “óptimos” de los modelos de 5, 15 y 25 niveles cuando el ángulo del contraviento es $\theta = 45^\circ$ y $K_2 = 0.05K_{DDE}$. Analizando las envolventes de distorsiones de entrepiso, se observó que los máximos valores se alcanzaron en los niveles de entrepiso donde los disipadores desarrollaron las mayores ductilidades. De la Figura 16 se observa que para los modelos de pequeña y mediana altura (5 a 15 niveles), las distorsiones de entrepiso últimas (Δ_u) varían en un intervalo entre 0.013 a 0.022; este último valor representa al modelo de cinco niveles (Figura 16a). De los seis modelos que conforman el total de los marcos de pequeña y mediana altura, las distorsiones de entrepiso asociadas a la fluencia, Δ_y , varían entre 0.002 y 0.004. En los modelos esbeltos (20 y 25 niveles), los marcos tienden a desarrollar distorsiones de entrepiso últimas (Δ_u) que varían entre 0.012 y 0.015, siendo el último valor correspondiente al modelo de 25 niveles donde $\theta = 40^\circ$ (no mostrado), mientras que las distorsiones a la fluencia (Δ_y) oscilan entre 0.001 y 0.003. No se pueden dar valores promedio, dado que las distorsiones Δ_y y Δ_u dependen también de las combinaciones de los valores de α y β , y como se puede concluir de la Tabla 3, no existe una combinación única para los modelos en estudio.

Finalmente, se aprecia también de la Figura 16 que difícilmente se puede estimar la curva envolvente de distorsión última asociada al desempeño “óptimo” de los disipadores (Δ_u) a partir de la envolvente de distorsión

asociada al estado límite de servicio (Δ_y), en otras palabras, uno no obtendría la curva para Δ_u a partir de multiplicar la curva de Δ_y por una ductilidad dada (Q).

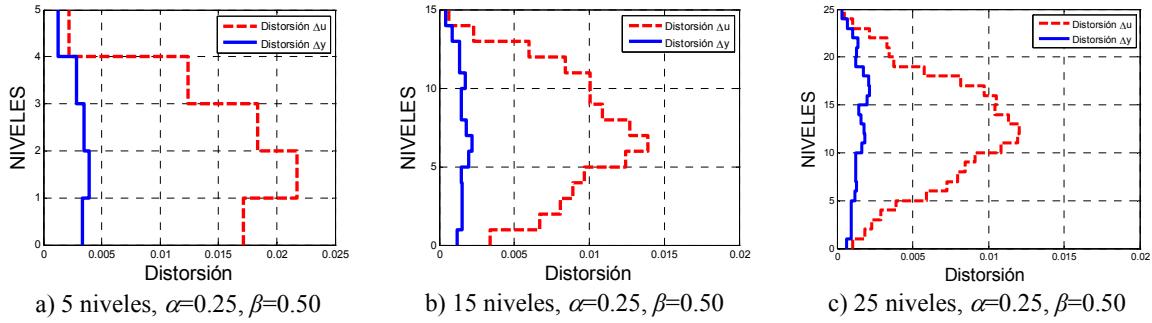


Figura 16: Envolventes de distorsiones de entre piso para los modelos donde $\theta = 45^\circ$ y $K_2 = 0.05K_{DDE}$.

Factor de comportamiento sísmico, Q

El factor de comportamiento sísmico Q relaciona la capacidad de deformación inelástica de una estructura sin comprometer la estabilidad de ésta. Desde un punto de vista histórico, las primeras reducciones en permitirse a los espectros inelásticos de diseño sísmico en México, fueron por concepto de ductilidad en el RCDF-76, con base en el factor de comportamiento sísmico Q .

Actualmente, para las dos normatividades modelo de diseño sísmico más utilizados en México, que son las NTCS-04 (2004) del Reglamento para las Construcciones del Distrito Federal y el Manual de Obras Civiles (MOC-2008 2009) de Comisión Federal de Electricidad, no se establecen valores para Q para este tipo de estructuras.

En esta investigación, el factor de comportamiento sísmico Q se obtuvo de la relación entre la distorsión máxima alcanzada por parte de la curva cortante basal normalizado-distorsión global de la estructura (Δ_u) entre la distorsión asociada a la fluencia Δ_y (Figura 6), es decir:

$$Q = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (32)$$

Los valores teóricos de Q se obtuvieron para todos los modelos en estudio (por ejemplo, Nangullasmú, 2011), y aunque es muy difícil sintetizar y generalizar esta información, se hizo un esfuerzo en ese trabajo y, por ello, en las Tablas 4 y 5 se resumen los que a juicio de los autores son los mejores balances, que dan una idea del intervalo de aplicación de los parámetros en estudio. En las Tablas 4 y 5 se sombrean con colores los parámetros β , μ y Q para identificar los siguientes comportamientos: (1) no se sombrean cuando la fluencia de los disipadores no lidera a fluencias u originan muy pocas fluencias (y leves) en las vigas; (2) con color amarillo aquellos donde la fluencia de los disipadores propicia actividad inelástica tolerable en vigas y en muy pocas columnas y, (3) por último, con color naranja aquellas donde la fluencia de los disipadores lidera a que se presentan rotaciones inelásticas intermedias a altas en ambos extremos de las columnas del perímetro en distintos niveles, lo que puede liderar a un indeseable mecanismo de piso débil.

De la observación de las Tablas 4 y 5, se aprecia que los valores más adecuados del cociente de la rigidez elástica del disipador de energía entre la rigidez elástica del contraviento, dada por el factor β , se encuentran entre 0.5 y 1.0. De hecho, a medida que β disminuye, aumenta el daño en los elementos del marco, como consecuencia que aumentan también μ y Q . Esta información es muy relevante, pues demuestra que abusar de la ductilidad que pueden desarrollar los disipadores puede liderar a comportamientos indeseables. Como se mencionó antes, la empresa EMRSA utilizó en sus proyectos con disipadores de energía ADAS valores de β que varían entre el 0.25 y 0.50, pero no se reportó cual fue la ductilidad objetivo de diseño de los disipadores. También se concluye, a partir de los resultados mostrados en las Tablas 4 y 5, que si el marco de concreto reforzado se diseña como no dúctil, entonces es muy difícil que el marco no experimente daño en vigas y/o columnas a partir de los 10 pisos de altura, si el diseño se hace basado en que se puedan desarrollar las ductilidades máximas recomendadas de los disipadores.

En la Figura 17 se presentan los valores de Q para los balances “óptimos” elegidos en esta investigación (Tabla 3). Se aprecia que los mayores valores corresponden para aquellos modelos donde $\alpha = 0.25$, en los cuales Q oscila entre 5 y un poco más de 6, mientras que para los modelos donde $\alpha = 0.50$, Q oscila entre 4 y 5.

Tabla 4: Intervalo de valores recomendados para los parámetros estructurales cuando $\theta = 40^\circ$.

Niveles	α	K_2/K_{DDE}	β	μ	Q
5	0.25	0	0.50-1.0	6-10	3.7-4.6
		0.03	0.50-1.0	12-8	5.7-5.3
		0.05	0.50-1.0	12-8	5.6-5.2
10	0.25	0	0.50-1.0	8-6	4.9-4.2
		0.03	0.50-1.0	12-8	6.6-6.1
		0.05	0.50-1.0	12-8	6.8-6.3
15	0.25	0	0.50-1.0	<6	2.4-2.5
		0.03	0.50-1.0	12-8	6.0-5.6
		0.05	0.50-1.0	12-8	6.4-5.5
20	0.50	0	0.50-1.0	6-10	2.9-3.9
		0.03	0.50-1.0	12-8	4.4-3.8
		0.05	0.50-1.0	12-8	4.3-3.7
25	0.50	0	0.50-1.0	10-6	5.1-3.9
		0.03	0.50-1.0	12-8	5.3-4.6
		0.05	0.50-1.0	12-8	5.1-4.3

Tabla 5: Intervalo de valores recomendados para los parámetros estructurales cuando $\theta = 45^\circ$.

Niveles	α	K_2/K_{DDE}	β	μ	Q
5	0.25	0	0.50-1.0	6-10	3.7-4.3
		0.03	0.50-1.0	10-8	4.4-4.1
		0.05	0.50-1.0	10-8	5.1-4.5
10	0.25	0	0.50-1.0	8-6	3.5-4.0
		0.03	0.50-1.0	12-8	6.6-6.3
		0.05	0.50-1.0	12-8	6.1-5.8
15	0.25	0	0.50-1.0	<6	2.0-2.4
		0.03	0.50-1.0	12-8	5.6-5.5
		0.05	0.50-1.0	12-8	5.7-5.4
20	0.50	0	0.50-1.0	8-10	4.0-4.8
		0.03	0.50-1.0	12-8	4.8-4.4
		0.05	0.50-1.0	12-8	4.5-4.1
25	0.50	0	0.50-1.0	6-10	4.4-4.7
		0.03	0.50-1.0	12-8	5.6-4.5
		0.05	0.50-1.0	12-8	5.1-4.4

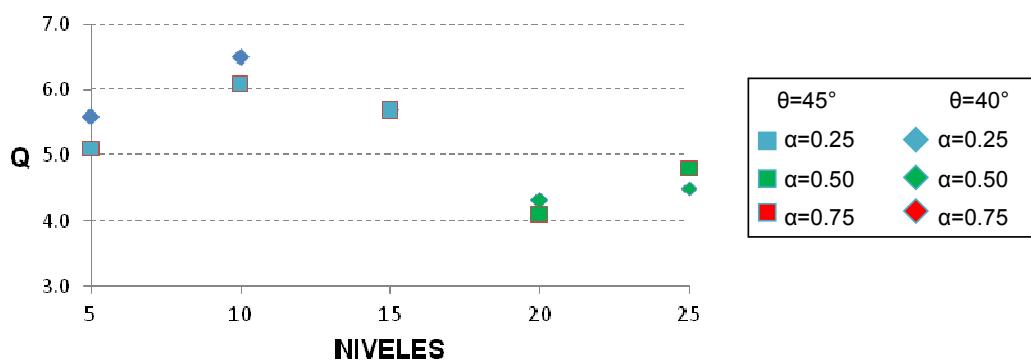


Figura 17: Factores de comportamiento sísmico Q calculados para los balances de rigideces “óptimos”.

Cabe señalar que para todos estos casos, si se utiliza el valor de Q obtenido para desarrollar las máximas ductilidades posibles en los disipadores histeréticos, se aceptaría tolerar daño ligero en las vigas y moderado en

algunas columnas de la periferia en los niveles intermedios (Figuras 10, 11, 14 y 15, Tablas 4 y 5), lo cual no cumple al 100% la filosofía de diseño de estructuras con disipadores de energía, por lo que el diseñador debería estar consciente que toleraría ese daño en los elementos estructurales del marco no dúctil.

Sin embargo, con fines reglamentarios quizá valdría la pena limitar el valor de Q a un valor menor, aunque las demandas de ductilidad desarrolladas en los disipadores fueran menores a las deseables. Desde esta óptica, cabe señalar que tanto en las NTCS-04 (2004) como en el MOC-2008 (2009) el máximo valor de Q permitido para los sistemas más dúctiles es $Q = 4$. Por lo tanto, es de interés valorar si limitando Q a cuatro ($Q \leq 4$), se favorece que trabajen principalmente los disipadores y se reduce la respuesta inelástica en vigas y sobre todo en columnas. Haciendo este ejercicio, se obtienen los mapeos de demandas inelásticas mostrados en la Figura 18 para los modelos donde el ángulo del contraviento es $\theta = 45^\circ$ y la pendiente posterior a la fluencia del disipador es 5% de su pendiente elástica. Se aprecia que al reducir $Q \leq 4$, se redujeron notablemente las demandas inelásticas en las columnas exteriores izquierdas de los niveles intermedios de los modelos de 10 a 25 niveles, estando ahora en valores tolerables, además de que se redujo el número de vigas que se comportan inelásticamente y su magnitud a valores reducidos. Desde un punto de vista reglamentario, este escenario sería razonablemente tolerable, por lo que pudiese proponerse el empleo de $Q \leq 4$ para el diseño de marcos no dúctiles de concreto reforzado con disipadores histeréticos de energía, siempre y cuando se empleen balances de los parámetros de rigidez elásticos α y β cercanos a los identificados en las Tablas 3 a 5 (zonas amarillas o blancas).

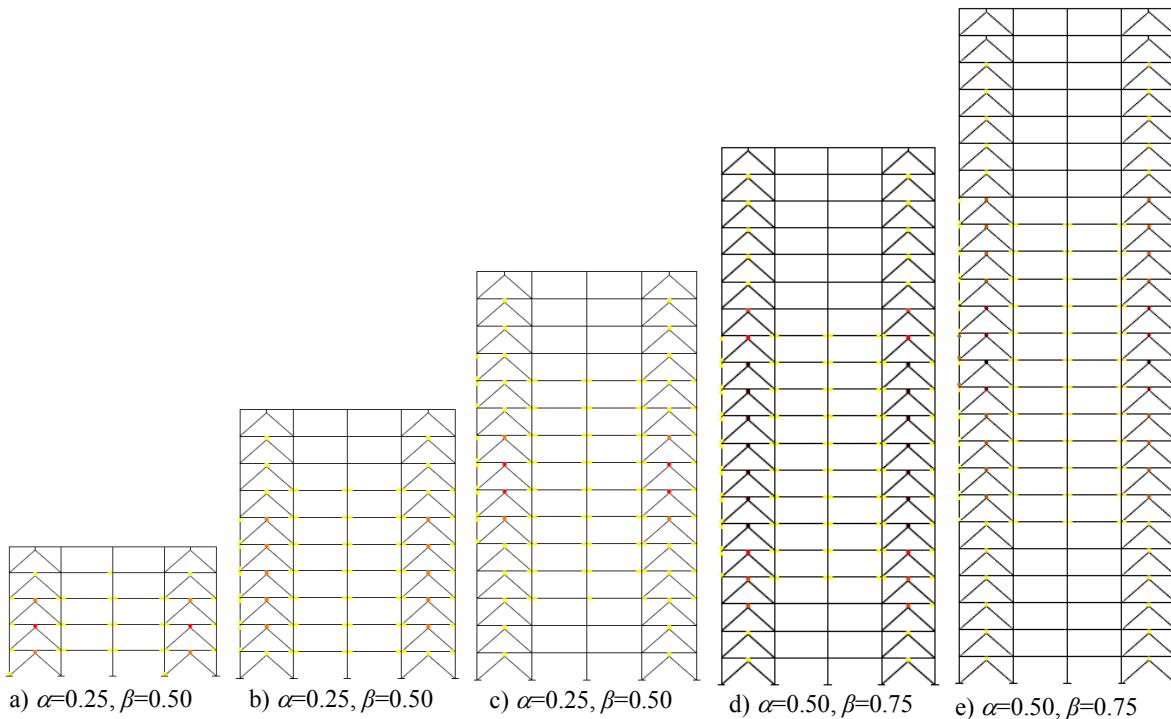


Figura 18: Mapeos de demandas inelásticas cuando se limita $Q \leq 4$ cuando $\theta = 45^\circ$ y $K_2 = 0.05K_{DDE}$.

Otra posibilidad sería estudiar si proporcionando un detallado dúctil a las vigas y columnas, se logra el objetivo de que se desarrollen las máximas ductilidades de los disipadores sin que se presente fluencia o daño en vigas o columnas. Esta posibilidad rebasa el alcance del presente estudio, pero sería deseable que se evalúe en investigaciones futuras.

Factor de reducción por sobrerresistencia, $R (\Omega_0)$

Al igual que para el factor de comportamiento sísmico Q , en las recomendaciones de diseño sísmico de México no existen actualmente propuestas para el factor de sobrerresistencia R (Ω_0 en la literatura internacional) para estructuras con disipadores de energía. Hasta donde se conoce, los únicos autores que han evaluado la sobrerresistencia en estructuras con disipadores han sido Vargas y Bruneau (2006), en modelos de un grado de libertad y donde todos los componentes son de acero estructural.

En esta investigación, el factor de sobrerresistencia R se obtuvo de la relación entre el cortante último desarrollado por los modelos obtenidos del análisis estático no lineal, entre el cortante de diseño (Figura 6), es decir:

$$R = \Omega_0 = \frac{V_u}{V_{DIS}} \quad (33)$$

En la Figura 19 se presentan los valores de R para los balances “óptimos” elegidos en esta investigación (Tabla 3). Se aprecia que en contraste con lo que se observa para otros sistemas estructurales (por ejemplo, Tena-Colunga et al., 2008; Godínez-Domínguez y Tena-Colunga, 2010; Tapia-Hernández y Tena-Colunga, 2013), las menores sobrerresistencias se presentan para los modelos de pequeña y mediana altura, de las cuales se encontró que el balance “óptimo” para estas estructuras fue cuando el sistema contraviento-disipador aportaba mayor rigidez al sistema global ($\alpha = 0.25$).

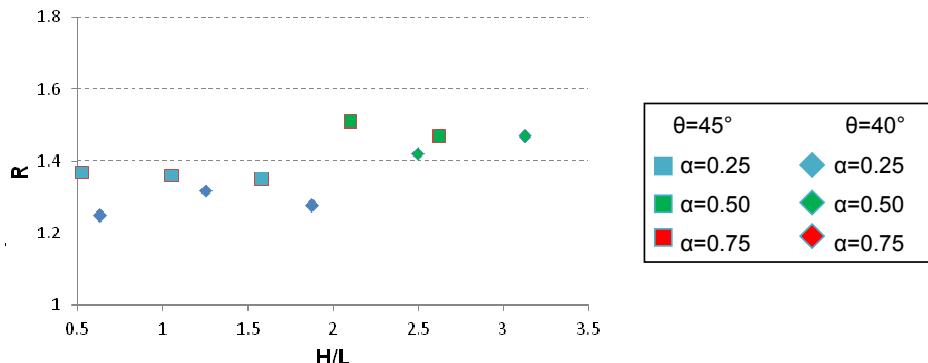


Figura 19: Factores de sobrerresistencia R calculados para los balances de rigideces “óptimos”.

Para los modelos de mayor altura, el balance elegido fue $\alpha = 0.50$ (mayor rigidez del marco) para los modelos de 20 niveles y 25 niveles, y en ellos se aprecia que se desarrollan mayores sobrerresistencias. Para los modelos más esbeltos, la participación del marco es relativamente más importante que la del sistema contraviento-disipador, y quizás sea por este motivo que los valores máximos de R le corresponden a los marcos más esbeltos, es decir, que R aumenta a medida que α aumenta (mayor participación del marco), puesto que en el proceso de diseño, los dissipadores se diseñaron justos y en los marcos es donde se tuvieron las reservas de resistencia, para garantizar que el mecanismo fuera del tipo columna fuerte - contraviento menos fuerte - viga débil - dissipador más débil.

Para los modelos comprendidos en el intervalo de $0.5 < H/L < 2$, el factor de sobrerresistencia tiende a ser $R \approx 1.35$, mientras que para los modelos comprendidos en el intervalo de $2 < H/L < 3.2$, este valor tiende a ser $R \approx 1.5$.

COMENTARIOS FINALES Y CONCLUSIONES

En este trabajo se presentó un estudio paramétrico sobre el comportamiento de estructuras con dissipadores histeréticos de energía estructuradas con base en marcos no dúctiles de concreto reforzado y contraviento metálico chevrón para soporte para los dissipadores. Con la finalidad de encontrar balances “óptimos” de rigideces iniciales (elásticas) entre el sistema del marco y el sistema total (α), así como entre el dissipador y el contraviento de soporte (β), se realizaron análisis estáticos no lineales (“pushover”) a los diversos modelos diseñados para distintos valores de α y β , como se describe a lo largo del artículo.

Se confirmó que el ángulo de inclinación del contraviento chevrón tiene impacto en la respuesta de estos sistemas, aún para variaciones tan pequeñas como los cinco grados estudiados ($\theta = 40^\circ$ y $\theta = 45^\circ$), que obedeció a que los modelos se ajustaron a longitudes y alturas de crujías representativas para las estructuras en estudio.

Se observó que la pendiente posterior a la fluencia de los dissipadores (K_2) tiene un impacto importante en el comportamiento de los sistemas en estudio. Se distingue que, en general, la ductilidad que pueden desarrollar dissipadores elastoplásticos en los sistemas en estudio es menor que la que desarrollan dissipadores bilineales, es decir, a medida que K_2 aumenta, la ductilidad desarrollada por el dissipador también tiende a aumentar. Sin embargo, el desempeño de los dissipadores con una pendiente posterior a la fluencia del 3% ó el 5% de su rigidez elástica es bastante similar.

Evaluando el balance de rigidez elástico entre el disipador histerético y el contraviento, se observa que conforme el balance β disminuye, es decir, que el disipador es más flexible que el contraviento y por ello es el fusible del sistema, la ductilidad desarrollada por los disipadores de energía tiende a aumentar, pero también puede liderar a que los elementos del marco de concreto reforzado (vigas y columnas) también trabajen inelásticamente.

De hecho, haciendo la comparación entre los diversos mapeos de fluencia desarrollados durante esta investigación, se observó que considerar un balance de rigidez demasiado flexible del disipador en comparación con la del contraviento de soporte ($\beta = 0.25$), lleva a la formación de posibles pisos débiles en los entrepisos donde los disipadores desarrollan las mayores ductilidades. Para la mayoría de los modelos, el balance “óptimo” de β corresponde cuando la rigidez del disipador es igual o mayor a la mitad de la rigidez del contraviento ($\beta \geq 0.5$) e idealmente $0.5 \leq \beta \leq 0.75$; lo anterior es consecuencia del daño presentado en vigas y columnas asociado a la magnitud de las rotaciones plásticas presentadas, como se explicó anteriormente.

Además, de los mapeos de fluencia se aprecia que en la mayoría de los modelos evaluados, los disipadores del último nivel de entrepiso no desarrollan ductilidad alguna, es decir, permanecen elásticos, por lo que colocarlos en el último nivel es una pérdida en la inversión económica, ya que estos disipadores no trabajan.

Haciendo una comparación entre los mapeos de fluencia y las ductilidades μ desarrolladas por los disipadores, se eligieron los balances “óptimos” de rigideces entre el sistema del marco y el sistema contraviento-disipador. Para los modelos de pequeña y mediana altura (5 a 15 niveles) se encontró que el balance “óptimo” es aquel cuando el sistema contraviento-disipador aporta la mayor rigidez inicial al sistema global ($\alpha = 0.25$). Se observó que a medida que los modelos son más esbeltos (20 y 25 niveles), el marco necesita aportar mayor rigidez inicial al sistema global (debe aumentar α).

Analizando las envolventes de distorsiones de entepiso, se observó que los máximos valores se alcanzaron en los niveles de entepiso donde los disipadores desarrollaron las mayores ductilidades. Para los modelos de pequeña y mediana altura (5 a 15 niveles), las distorsiones de entepiso últimas (Δ_u) varían en un intervalo entre 1.3% y 2.2%, mientras que para los modelos esbeltos (20 y 25 niveles) varían entre 1.2% y 1.5%. Se observa además que los valores de las distorsiones asociadas al estado límite de servicio para la mayoría de los modelos se encuentra en el intervalo entre 0.2% y 0.40%, para los modelos de pequeña y mediana altura, y entre 0.1% y 0.3% para los modelos esbeltos. También se concluye que difícilmente se puede estimar la curva envolvente de distorsión última asociada al desempeño “óptimo” de los disipadores (Δ_u) a partir de la envolvente de distorsión asociada al estado límite de servicio (Δ_y), en otras palabras, uno no obtendría la curva para Δ_u a partir de multiplicar la curva de Δ_y por una ductilidad dada (Q).

En general, el factor de reducción por sobrerresistencia (R) tiende a aumentar a medida que α aumenta (mayor participación del marco) puesto que, en el proceso de diseño, los disipadores se diseñaron justos y es en los marcos donde se tuvieron reservas de resistencia, para garantizar que el mecanismo fuera del tipo columna fuerte - contraviento menos fuerte - viga débil - disipador más débil.

El factor de comportamiento sísmico Q tiende a disminuir conforme el número de niveles o la relación de esbeltez H/L de la estructura aumentan.

En este estudio se diseñaron a los marcos de concreto reforzado como “no dúctiles”, pero respetando la filosofía de diseño de viga débil y columna fuerte. Sin embargo, se demostró que, a pesar de diseñar con esta filosofía, existen combinaciones de los parámetros de rigidez α y β que lideran a que se desarrollem rotaciones plásticas importantes en las columnas exteriores de los niveles donde los disipadores desarrollan sus mayores ductilidades, que pueden eventualmente desarrollar pisos débiles, sobre todo cuando se pretende desarrollar la ductilidad máxima posible de los disipadores μ , que lidera a valores de Q muy altos. En este sentido, se estudió si limitando Q a un valor menor al que se puede en teoría desarrollar (por ejemplo, $Q \leq 4$), se mejora notablemente el comportamiento, lo cual tuvo como resultado que cuando se limita $Q \leq 4$, sí se logra que trabajen principalmente los disipadores y algunas vigas con rotaciones plásticas pequeñas y tolerables, a pesar de que los elementos del marco se diseñen y detallen como no dúctiles. Desde un punto de vista reglamentario, este escenario sería razonablemente tolerable, por lo que pudiese proponerse el empleo de $Q \leq 4$ para el diseño de marcos no dúctiles de concreto reforzado con disipadores histeréticos de energía, siempre y cuando se empleen balances de los parámetros de rigidez elástica α y β cercanos a los identificados en las Tablas 3 a 5 (zonas amarillas o blancas).

Aunque el estudio paramétrico que se presenta fue extenso, aún quedan muchas variables por evaluar. Por ejemplo, sería importante en un futuro no muy lejano continuar con esta investigación considerando los requisitos de

confinamiento para marcos dúctiles para los elementos que conforman al marco. Además, sería de gran utilidad el realizar análisis dinámicos paso a paso, bajo una previa selección de registros de aceleración asociados al espectro de diseño sísmico, para evaluar el desempeño de las estructuras con disipadores de energía y compararlas con los análisis estáticos no lineales.

AGRADECIMIENTOS

Horacio de Jesús Nangullasmú Hernández agradece la beca otorgada por el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología de México (Conacyt), que le permitió involucrarse en este proyecto de investigación en el desarrollo de su tesis de maestría en el Posgrado de Ingeniería Estructural de la UAM Azcapotzalco.

REFERENCIAS

- Aguirre, M. y Sánchez, R. (1992). "Structural seismic damper", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 118, No. 5, pp. 1158-1171.
- Arroyo, D. y Terán, A. (2002). "Factores de reducción de fuerzas sísmicas para el diseño de estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía", *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No. 66, pp. 73-93.
- Bazán, T. E. y Meli, R. (1999). *Diseño Sísmico de Edificios*, primera edición, Limusa, México.
- Del Valle, E. (1988). "Amortiguamiento adicional para reducir efectos sísmicos", *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No. 32, pp. 49-76.
- FEMA 450 (2006). "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures", FEMA Publication 450, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
- Godínez-Domínguez, E. A. y Tena-Colunga, A. (2010). "Nonlinear behavior of code-designed reinforced concrete concentric braced frames under lateral loading", *Engineering Structures*, Vol. 32, pp. 944-963.
- MOC-2008 (2009). "Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por Sismo", Comisión Federal de Electricidad, México, D.F.
- Martínez Romero, E. (2003). Comunicación personal.
- Nangullasmú, H. J. (2011). "Propuesta de criterios de diseño sísmico conforme a reglamento para marcos no dúctiles de concreto reforzado con disipadores histeréticos", Tesis de Maestría, Posgrado en Ingeniería Estructural, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, México, DF.
- NTCC-04 (2004). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto", Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo II, No. 103-BIS.
- NTCEM-04 (2004). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras Metálicas", Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo II, No. 103-BIS.
- NTCS-04 (2004). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo II, No. 103-BIS.
- Park, R., Priestley, M. J. N. y Gill, W. D. (1982). "Ductility of square-confined concrete columns", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 108, No. 4, pp. 929-950.
- Prakash, V., Powell, G. H. y Fillipou, F. C. (1992). "DRAIN-2DX: Base Program User Guide", Report No. UBC/SEMM-92/29, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley, California.
- Riobóo, J. M. (1995). "Estructuras de concreto", *Memorias del Simposio Internacional: La Ingeniería Civil a 10 Años de los Sismos de 1985*, México, septiembre, pp. 123-127.
- Rivera, J. L., Riddell, R. y Ruiz, S. E. (2006). "Espectros con tasa de falla uniforme para sistemas con disipadores de energía: influencia del índice de daño de Park y Ang", *Memorias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puerto Vallarta, México, CD-ROM, pp. 1-12.
- Ruiz, S. E. (1998). "Revisión sobre el desarrollo de disipadores de energía sísmica en México", *Memorias del V Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica: Disipadores de Energía para Controlar la Respuesta Sísmica de Edificios*, Toluca, Estado de México, pp. 155-165.
- Ruiz, S. E. y Badillo, H. (2001). "Performance-based design approach for seismic rehabilitation of buildings with displacement-dependent dissipators", *Earthquake Spectra*, Vol. 17, No. 3, pp. 531-548.

- Ruiz, S. E., Castillo, T., Hidalgo, J. P. y Rivera, J. L. (2008). "Relación entre la respuesta de S1GDL con amortiguamiento viscoso y la de S1GDL con disipadores de tipo histerético", *Memorias del XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Veracruz, México, CD-ROM, pp. 1-11, noviembre.
- Tapia-Hernández, E. y Tena-Colunga, A. (2013), "Code-oriented methodology for the seismic design of regular steel moment resisting braced frames", aceptado para publicación en *Earthquake Spectra*.
- Tena, A. (2000). "Modelado analítico de edificios con disipadores de energía", *Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS*, No. 62, pp. 29-62.
- Tena, A. (2003). "Disipación pasiva de energía en México: un estado del arte", *Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Barquisimeto, Venezuela, CD-ROM.
- Tena, A. (2004). "Rehabilitación de estructuras en México utilizando disipadores pasivos de energía", *Memorias del VIII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica: Rehabilitación sísmica de estructuras, técnicas tradicionales y tecnologías modernas*, Tlaxcala, Tlaxcala, CD-ROM.
- Tena, A., Gatica, G., Urbina, L. A. y Victoria, L. (2012). "Impacto de la disposición de vigas secundarias en losas perimetralmente apoyadas en el comportamiento sísmico de edificios diseñados con base en marcos de concreto reforzado", *Revista Internacional de Ingeniería en Estructuras*, Vol. 17, No. 1 y 2, pp. 63-85.
- Tena-Colunga, A. (1997). "Mathematical modelling of the ADAS energy dissipation device", *Engineering Structures*, Vol. 19, No. 10, pp. 811-821.
- Tena-Colunga, A. (2007). "State of the Art and State of the Practice for energy dissipation and seismic isolation of structures in Mexico", *Proceedings of the 10th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures*, Estambul, Turquía, CD-ROM.
- Tena-Colunga, A., Correa-Arizmendi, H., Luna-Arroyo, J. L. y Gatica-Avilés, G. (2008). "Seismic behavior of code-designed medium rise special moment-resisting frame RC buildings in soft soils of Mexico City", *Engineering Structures*, Vol. 30, No. 12, pp. 3681-3707.
- Tsai, K-C., Chen, H-W., Hong, C-P., y Su, Y-F. (1993). "Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction", *Earthquake Spectra*, Vol. 9, No. 3, pp. 505-528.
- Vargas, R. y Bruneau, M. (2006). "Analytical Investigation of the Structural Fuse Concept", Report No. MCEER-06-004, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.
- Vargas, R. y Bruneau, M. (2009a). "Analytical response and design of buildings with metallic structural fuses. I", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 135, No. 4, pp. 386-393.
- Vargas, R y Bruneau, M. (2009b). "Experimental response of buildings designed with metallic structural fuses. II", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 135, No. 4, pp. 394-403.
- Wallace, J. y Moehle, J. (1989). "BIAx: A Computer Program for the Analysis of Reinforced Concrete Sections", Report UCB/SEMM-89/12, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley, California.
- Whittaker, A., Bertero, V., Thompson, C., y Alonso, J. (1989). "Earthquake Simulator Testing of Steel Plate Added Damping and Stiffness Elements", Report UCB/EERC-89/02, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, California.

