

“Innovaciones en el diseño sísmico de estructuras de acero”.

Por Juan Felipe Beltrán, Ph.D.¹ y Ricardo Herrera M., Ph.D.²

Resumen

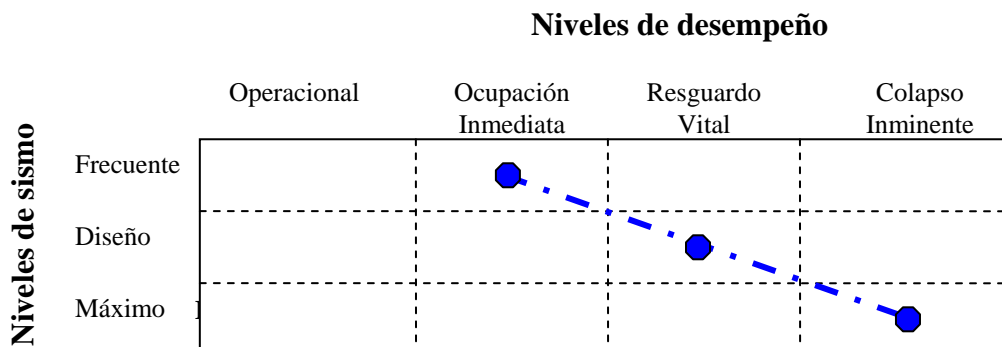
Después de los terremotos de Northridge en 1994 y Kobe en 1995, y la subsecuente revisión del diseño sismorresistente usando estructuras de acero que generaron, nuevas tecnologías y sistemas estructurales han surgido como una alternativa o una mejora a los sistemas estructurales tradicionalmente utilizados. Este artículo presenta sistemas estructurales innovadores, algunos de los cuales ya han sido incluidos en las últimas versiones de normas de diseño sismorresistente vigentes, pero que aun no han encontrado el camino a la aplicación masiva.

Introducción

El diseño sismorresistente ha ido evolucionando en saltos discretos con cada nuevo terremoto, cambiando sus paradigmas y los objetivos de diseño, para prevenir que los efectos negativos observados en las estructuras existentes vuelvan a ocurrir en las estructuras futuras.

Originalmente, el objetivo principal del diseño sismorresistente de estructuras consistía en proveer suficiente resistencia de modo de poder soportar el terremoto más grande conocido hasta el momento. Luego, se reconoció que no era necesario diseñar las estructuras para fuerzas tan altas, si es que se permitía que desarrollaran deformaciones inelásticas controladas, es decir daño, con lo que se acuñó el concepto de ductilidad.

Después de la ocurrencia de los terremotos de Northridge en California (1994) y Kobe en Japón (1995), el énfasis del diseño sismorresistente se ha trasladado a diseñar controlando el desempeño de la estructura. La mayoría de los códigos modernos de diseño sismorresistente están basados en una filosofía de diseño por desempeño (PBD, por su nombre en inglés), la que se expresa en niveles de desempeño esperados para un cierto nivel de peligro sísmico, y que normalmente está establecida en los objetivos o alcances del código. Un ejemplo de este tipo de enfoque se muestra en la Figura 1.



Los objetivos de diseño mostrados en esta figura se pueden interpretar como sigue: las estructuras deben diseñarse sísmicamente de modo de mantenerse sin daño para sismos

¹ Profesor Asistente, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile. Blanco Encalada 2002, Santiago, Chile. Email: jbeltran@ing.uchile.cl

² Profesor Asistente, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile. Blanco Encalada 2002, Santiago, Chile. Email: riherrer@ing.uchile.cl

frecuentes, preservar la vida de sus ocupantes para sismos de nivel del sismo de diseño y evitar el colapso para el sismo máximo esperado.

Una de las formas más eficientes de controlar el desempeño de una estructura es limitar el grado de daño en los componentes más difíciles de reemplazar, favoreciendo la concentración de la deformación inelástica en elementos de fácil reparación o reemplazo, localizados en puntos discretos de la estructura. Los sistemas estructurales que se presentan en este artículo son ejemplos de este tipo de diseño, el que ha ido crecientemente instalándose como un nuevo paradigma de diseño sismorresistente.

Innovaciones en Marcos de momento

Marcos con conexiones postensadas (PT)

Este tipo de marco puede ser clasificado como un marco de momento con uniones semirrígidas. La innovación consiste en la utilización de cables de acero para postensar la viga a la columna y proveer de esa forma una conexión de momento, como se muestra en la Figura 2(a). Este sistema estructural persigue dos objetivos principales: el primero es conseguir una estructura que después de ser sometida a un terremoto vuelva a su posición original, es decir, no presente deformaciones laterales remanentes; y el segundo es concentrar el daño en ángulos u otros elementos de sacrificio, que provean la disipación de energía. Estas dos características facilitan el logro de un nivel de desempeño operacional o de ocupación inmediata después de un sismo de intensidad intermedia a alta, ya que el edificio se encuentra prácticamente sin daño, excepto por los elementos de sacrificio que pueden ser reemplazados sin interrumpir el funcionamiento de la estructura.

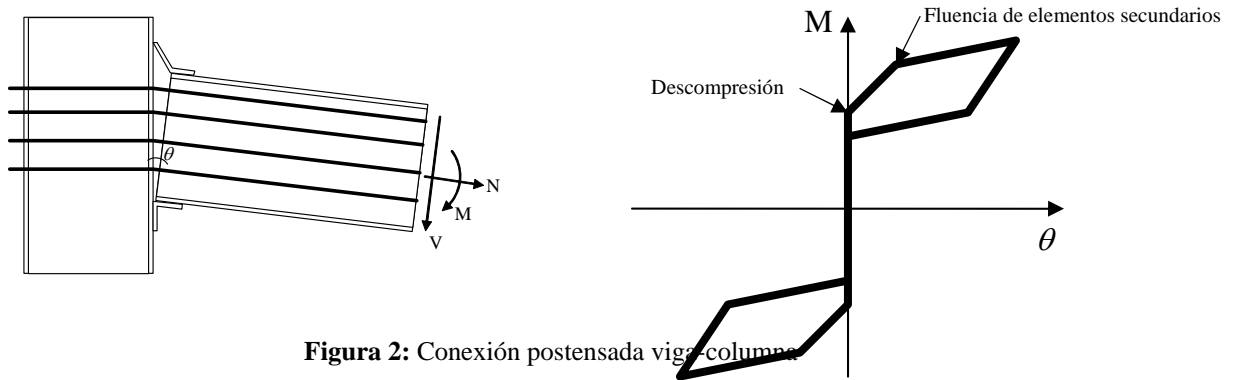


Figura 2: Conexión postensada viga-columna

(a) Configuración deformada (b) Comportamiento idealizado
 El diseño de la conexión se hace considerando los estados límite o de falla posibles. Debido a que los cables de acero de alta resistencia no poseen gran ductilidad, las recomendaciones para el diseño de este tipo de conexiones (Garlock et al 2007) establecen la siguiente secuencia de estados límite:

- Descompresión: corresponde al instante en que el momento generado por el sismo supera el nivel de pretensión aplicado inicialmente a la conexión y esta comienza a abrirse.
- Fluencia de elementos secundarios: corresponde al momento en que los elementos encargados de disipar energía comienzan a fluir.
- Fluencia de la viga: corresponde al momento en que la viga comienza a desarrollar plastificación significativa.

- Fluencia de los cables: corresponde al momento en que los cables alcanzan su tensión de fluencia.
- Fractura de los cables: corresponde al momento en que los cables alcanzan su tensión de rotura.

El comportamiento idealizado que resulta de imponer esta secuencia de ocurrencia de estados límite se ilustra en la Figura 2(b). Inicialmente la conexión se comporta como una unión rígida, hasta que se alcanza el momento de descompresión. Una vez ocurrida la descompresión, la conexión comienza a abrirse y su rigidez se reduce a la rigidez proporcionada por los cables y los elementos secundarios. Al seguir aumentando el momento, se llega al punto en que los elementos secundarios alcanzan la fluencia, con lo que la conexión empieza a disipar energía. Cuando la conexión se descarga debido a que la sollicitación ya no está actuando, la descarga es elástica y la tensión en los cables se encarga de cerrar la conexión nuevamente, para que la estructura vuelva a su configuración original.

Los principales problemas de la aplicación de este tipo de sistemas estructurales a la práctica profesional tienen que ver con la necesidad de permitir la expansión a nivel de las vigas que ocurre cuando las conexiones se abren luego de la descompresión. Esta expansión requiere un diseño especial de la unión entre el diafragma de piso y las vigas y columnas que resisten las cargas laterales, el que involucra utilizar elementos colectores especiales y desvincular el diafragma de las vigas postensadas. Otros problemas en estudio tienen que ver con como evitar la corrosión de los cables y como protegerlos efectivamente contra incendios, ya que el funcionamiento de la estructura depende en gran medida de la integridad de los cables.

Marcos con vigas de sección reducida (RBS)

La principal característica de las vigas de sección reducida es que porciones del ala de la viga son removidas en la región adyacente a la conexión viga-columna. El objetivo de reducir la sección de la viga es el de tener una conexión viga-columna más resistente que la viga de manera que las deformaciones plásticas se desarrollen en la sección reducida de la viga. De esta forma, la sección reducida actúa como un fusible limitando las tensiones en la región menos dúctil en las cercanías de la conexión viga-columna. La reducción de la sección de la viga puede ser constante o variable tal como lo muestra la Figura 3. En el caso de una reducción variable, se persigue simular la variación del diagrama de momento de manera de tener deformaciones plásticas a lo largo de toda la sección reducida (Engelhardt et al. 1996).

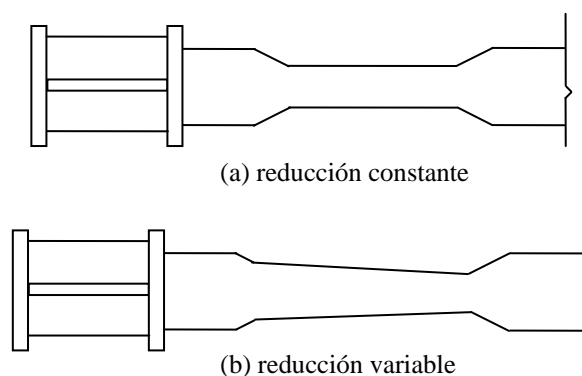


Figura 3: Vigas de sección reducida

El tamaño de las vigas en un marco rígido es normalmente controlado por limitaciones de desplazamiento lateral antes que requerimientos de resistencia. Generalmente el uso de vigas de sección reducida resulta en una pequeña disminución de la rigidez lateral del marco, pero provee un gran aumento de la ductilidad del sistema. Por lo tanto, debido a que la disminución de la rigidez lateral del sistema es pequeña, el uso de vigas de sección reducida no necesita un cambio del tamaño de las vigas de manera de satisfacer criterios de rigidez y resistencia.

El uso de de vigas de sección reducida es un método alternativo al de reforzar la conexión de momento de manera de reducir los niveles de tensiones en la zona de la conexión e inducir deformaciones inelásticas en la viga. El reforzamiento de la conexión aumenta el costo de ésta, generando, además, nuevos potenciales problemas (estado de tensiones triaxiales y contracción térmica de la soldadura).

De acuerdo al código de la AISC el uso de las vigas de sección reducida está limitado a marcos del tipo especial (SMF) y tipo intermedio (IMF). En un marco del tipo especial se espera que se desarrolle una cantidad significativa de deformación inelástica al ser sometido a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño. La mayor parte de esta deformación inelástica tiene lugar en la viga a través de la formación de rótulas. En cambio un marco de tipo intermedio, se espera que se desarrolle, en sus miembros y conexiones, una cantidad limitada de deformación inelástica al ser sometido a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño.

La formación de rótulas plásticas en la sección reducida de la viga requiere que se elimine la posibilidad del pandeo flexo-torsional de ésta. De esta manera, las alas de la viga deben estar adecuadamente arriostradas, situación que puede no ser posible debido a requerimientos arquitectónicos del sistema. Además para vanos de vigas cortos, el gradiente del momento flector es alto lo que implica que en la sección de la conexión viga-columna se producen altas tensiones debido a la plastificación de la sección reducida.

Innovaciones en Marcos arriostrados

Marcos con Arriostramiento Restringido al Pandeo (BRBF)

Un marco del tipo BRBF es un marco arriostrado en forma concéntrica en que los elementos que forman el sistema de arriostramiento están compuestos por dos elementos principales: núcleo de acero que resiste la carga axial y un sistema externo que restringe el pandeo del núcleo de acero (Figura 4). Se espera que un marco tipo BRBF desarrolle una cantidad significativa de deformación inelástica al ser sometido a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño. La deformación de un marco tipo BRBF está mayormente limitada a la fluencia del núcleo de acero del arriostramiento, manteniendo a las vigas, columnas y conexiones dentro de su rango elástico minimizando el potencial daño. Este tipo de marco no sólo se utiliza en el diseño de nuevas estructuras sujetas a cargas sísmicas, sino que también en la reparación y reforzamiento de estructuras existentes.

El núcleo de acero debe ser diseñado para resistir toda la carga axial del arriostramiento. La capacidad axial de diseño del elemento central, tanto en tracción como en compresión, está determinada por el estado límite de fluencia. El sistema que restringe el pandeo debe limitar el pandeo local y global del elemento central para deformaciones que corresponden a dos veces el desplazamiento relativo de diseño de entre niveles (disposición AISC). Para cálculos de estabilidad, vigas, columnas y gusets que conectan el elemento central deben ser consideradas como parte del sistema de restricción de pandeo.

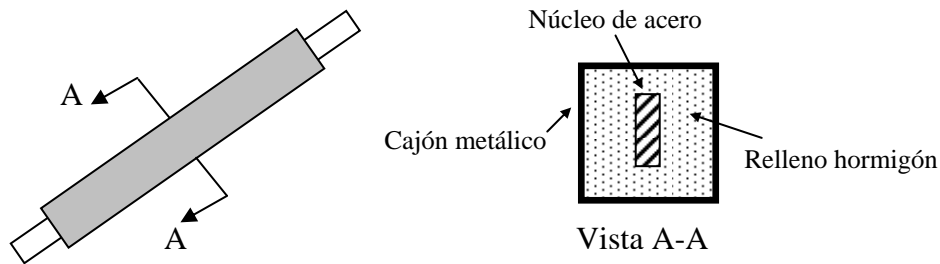


Figura 4: Arriostramiento de un marco tipo BRBF

Un marco tipo BRBF es capaz de desarrollar mayores ciclos de histéresis inelásticas que un marco convencional arriostrado concéntricamente (SCBF), ya que el comportamiento ante cargas cíclicas de este último tipo de marco está gobernado por el pandeo en compresión de los elementos que forman el sistema de arriostramiento. Otra ventaja de los marcos tipo BRBF sobre los marcos tipo SCBF, es que al eliminar el pandeo por compresión de los elementos que forman el sistema de arriostramiento y considerando una resistencia comparable en tracción y compresión, existe una mayor flexibilidad en la disposición/orientación del sistema de arriostramiento. El sistema de arriostramiento de un marco tipo BRBF es menos rígido que el de un marco tipo SCBF, por lo que la demanda sísmica es menor resultando en menores placas gusset (conexión a la viga), vigas, columnas, y fundaciones.

Estudios de costos indican que los marcos tipo BRBF son más económico que los marcos tipo SCBF, diseñados en base a las disposiciones sísmicas de la AISC. De esta forma, marcos tipo BRBF pueden entregar un mejor comportamiento a menor costo. De acuerdo a la AISC, las configuraciones de arriostramientos del tipo V y del tipo V invertido en marcos tipo BRBF son permitidas. En cambio en este tipo de marcos, no es permitida la configuración tipo K de arriostramientos. (Figura 5).

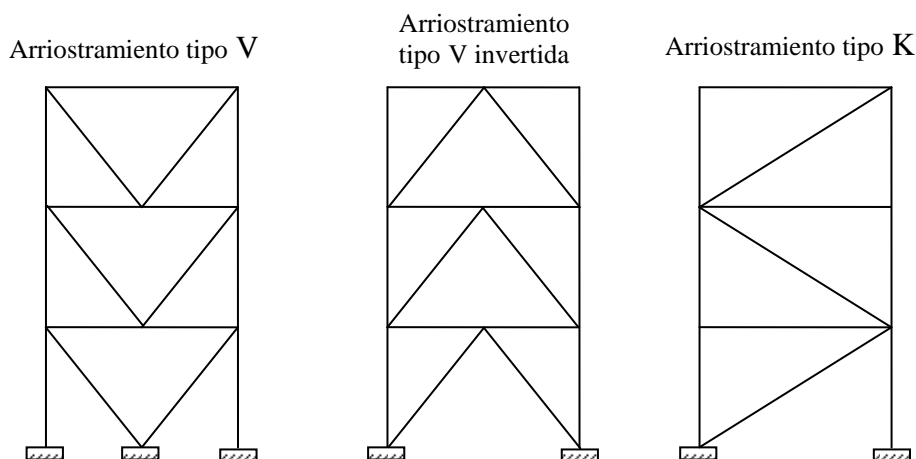


Figura 5: Configuración de sistemas de arriostramientos

A pesar que los marcos tipo BRBF presentan favorables características en la disipación de energía, la baja rigidez post-fluencia de los arriostramientos deja al sistema vulnerable a un comportamiento con características desfavorables tales como la deformación de piso y la deformación residual de piso (Kiggins and Uang 2006). De esta manera, ante una deformación residual que fluctúa entre el 40-60% de la deformación de piso luego de un sismo severo, el uso de marcos tipo BRBF implicaría altos costos en reparación. Para solucionar este problema, (Kiggins and Uang 2006) proponen la utilización de marcos tipo BRBF en un sistema dual con marcos especiales de momento (SMF). De esta forma, los marcos tipo SMF actúan como soporte de los marcos tipo BRBF reduciendo la deformación residual de piso.

Muros de Corte de Placas de Acero (SPSW)

Un marco tipo SPSW es un sistema desarrollado para resistir cargas laterales que utiliza paneles de relleno formados por planchas de acero conectados a vigas (elemento horizontal de borde) y columnas (elemento vertical de borde) e instalados en uno o más vanos a lo largo de la altura del marco de manera de formar un muro en voladizo (Figura 6). Un marco tipo SPSW sujeto a ciclos de deformaciones inelásticas, exhibe una alta rigidez inicial presentando un comportamiento dúctil, características que permiten la utilización de este tipo de marco no sólo en el diseño de nuevas estructuras sujetas a cargas sísmicas, sino que también en la reparación y reforzamiento de estructuras existentes.

El comportamiento de un marco tipo SPSW es similar al de una viga atiesada en voladizo vertical: los elementos de borde verticales actúan como alas, los elementos de borde horizontales actúan como atiesadores y los paneles de relleno actúan como alma. La resistencia al esfuerzo de corte de los paneles de relleno está dada por el corte que produce el pandeo del panel más la fuerza de corte que se puede resistir con la acción del campo de tensión diagonal, lo que permite que el sistema resista las cargas laterales.

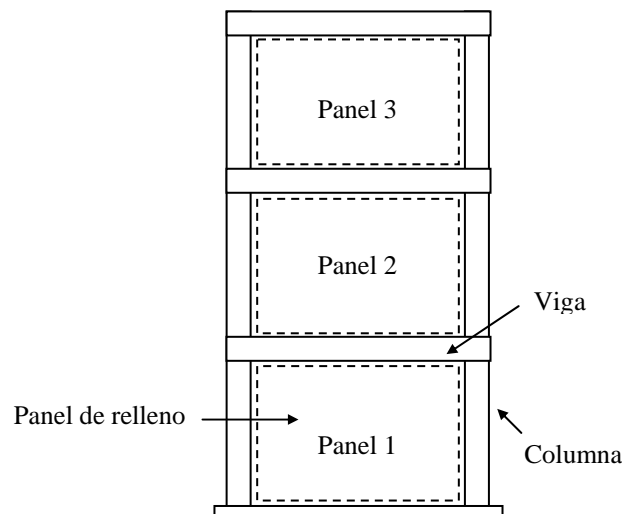


Figura 6: Marco tipo SPSW

Se espera que una estructura tipo SPSW desarrolle una cantidad significativa de deformación inelástica en los paneles de relleno al ser sometida a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño. De esta forma, los elementos de bordes verticales y horizontales deben diseñarse para que se comporten en forma elástica ante el desarrollo de la capacidad a tracción de los paneles de relleno mediante el campo de tensión diagonal. De esta manera se asegura que los paneles de relleno fluyan en tracción antes que se formen rótulas plásticas en los elementos de borde.

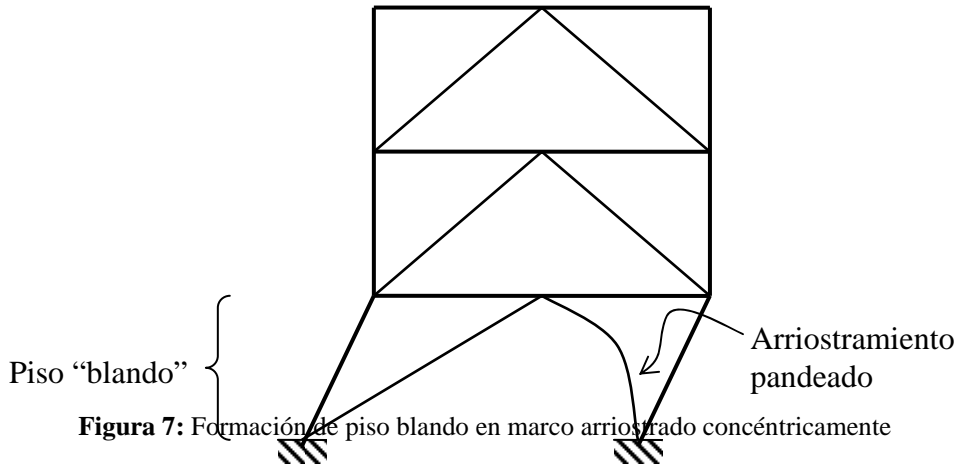
El espesor de las planchas de acero que forman los paneles de relleno, queda determinado por la sollicitación de corte a la que el panel está sujeto. De esta forma, en un marco de varios pisos, los paneles de acero deberían tener diferentes espesores en cada piso, situación que en la práctica es difícil de lograr debido a la disponibilidad de las planchas de acero en el mercado.

Una dificultad en la selección del sistema de marco tipo SPSW es que las planchas de acero que forman los paneles de relleno sean más rígidas que las proyectadas en el diseño debido a la disponibilidad de las planchas de acero en el mercado. Desde el punto de vista del diseño, esta situación aumentaría el tamaño de los elementos de borde vertical y horizontal así como también las sollicitaciones a nivel de las fundaciones. Para evitar esta dificultad, investigadores han propuesto la utilización de acero de baja tensión de fluencia (LYS) en las planchas que forman los paneles de relleno (Vian and Bruneau, 2004) y la perforación de los paneles de manera de disminuir su rigidez y resistencia (Vian and Bruneau, 2004). Adicionalmente, se propone la utilización elementos de sección reducida como elementos de borde horizontal, de manera de disminuir las tensiones en los elementos de borde verticales (Vian and Bruneau, 2004).

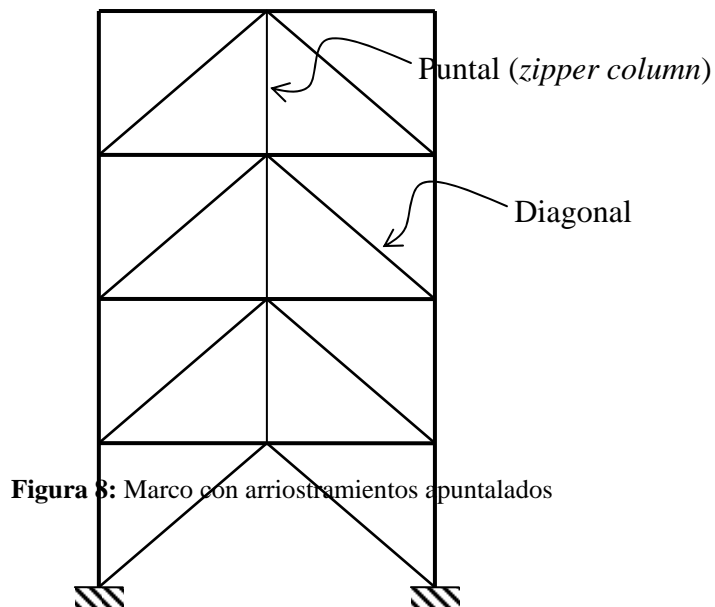
Marcos con Arriostramientos apuntalados (“zipper-braced frames”)

Uno de los principales problemas en marcos arriostrados con arriostramientos concéntricos es la formación de pisos “blandos” (ver Figura 7). Se ha observado en

laboratorio y después de terremotos como el de Kobe de 1995, que una vez que se produce el pandeo de las diagonales en compresión en un piso, la rigidez de ese nivel disminuye bruscamente, y las deformaciones inelásticas se concentran en ese piso, el que empieza a actuar como un aislador sísmico, donde los pisos superiores casi no sufren daño. Esto que podría ser un comportamiento deseable, sin embargo, genera la falla de ese piso después de pocos ciclos de pandeo- estiramiento de las diagonales, debido a fractura de estas.



Debido a la variabilidad de la solicitación sísmica, es prácticamente imposible diseñar la estructura de modo que los arriostramientos en compresión se pandeen al mismo tiempo, evitando así la formación de pisos “blandos”. Por esta razón se han buscado formas alternativas de lograr que el daño se distribuya en la altura, de manera de lograr una mayor capacidad de deformación inelástica de la estructura bajo cargas sísmicas. Una de las soluciones propuestas (Khatib et al. 1988) es el sistema estructural formado por marcos arriostrados concéntricos, los que están unidos por puntales entre pisos, como se muestra en la Figura 8. El objetivo de estos puntales es distribuir a los otros pisos la carga vertical desbalanceada que se genera en la unión de los arriostramientos con la viga, cuando ocurre el pandeo de la diagonal comprimida. Esta redistribución genera el pandeo de las diagonales comprimidas en los otros pisos, evitando así la concentración de deformaciones inelásticas en un nivel y logrando, en consecuencia, un comportamiento más dúctil de la estructura.



Si bien el sistema estructural logra su objetivo de distribuir el daño y conseguir mayor ductilidad, estudios analíticos (Tremblay and Tirca 2003) han mostrado que existe aún el potencial de colapso de la estructura para ciertos tipos de terremotos. Además, la complejidad del diseño asociada a conseguir la distribución del daño en todos los pisos, en conjunto con insuficientes datos experimentales, han evitado que este sistema haya sido incorporado a especificaciones de diseño. A raíz de los problemas observados, han surgido diferentes modificaciones al sistema. Por ejemplo, Yang et al. (2008) han propuesto una variación de este sistema donde el piso superior se diseña para mantenerse elástico, de modo que cuando fallan todos los arriostramientos, los pisos son sostenidos por las columnas y el piso superior, evitando de este modo el colapso de la estructura.

Sumario y conclusiones

El diseño sismorresistente de estructuras de acero ha evolucionado rápidamente en los últimos años, sobre todo después de las fallas observadas por efecto de los terremotos de Northridge, en 1994, y Kobe, en 1995, derivando hacia un diseño cuyo objetivo es controlar el comportamiento de la estructura. Una muestra de esta evolución son los nuevos sistemas estructurales desarrollados.

En este artículo se presentaron algunos de estos nuevos sistemas estructurales, indicando sus principales características y bondades, los objetivos de su desarrollo y las principales dificultades que hasta ahora han impedido su inclusión en códigos de diseño actuales o su aplicación masiva en la práctica profesional.

Todos los sistemas estructurales presentados han mostrado analítica y experimentalmente un desempeño superior a sus contrapartes convencionales cuando son sometidos a solicitaciones sísmicas simuladas, lo que permite prever que su aplicación a estructuras reales resultará en construcciones más seguras ante la acción de terremotos. Sin embargo, deben considerarse adecuadamente todos los detalles particulares constructivos y de diseño que requieren estas estructuras para poder lograr un buen resultado.

Referencias

- AISC (2005a). “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings,” American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- AISC (2005b). “ANSI/AISC 360-05. Specification for Structural Steel Buildings,” American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- ASCE (2002). “SEI/ASCE 7: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures,” American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- Engelhardt, M., Winneberger, T., Zekany, A., and Potyraj, T. (1996), “The Dogbone Connection: Part II,” Modern Steel Construction, August.
- FEMA (2000). “Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings,” Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Garlock, M.M., Sause R., Ricles, J.M. (2007). “Behavior and Design of Posttensioned Steel Frame Systems,” Journal of Structural Engineering-ASCE, Vol. 133, No. 3, pags. 389-399.

- Khatib, I. F., Mahin, S. A., and Pister, K. S. (1988). “Seismic behavior of concentrically braced steel frames.” Rep. No. UCB/EERC-88/01, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California at Berkeley, Berkeley, CA.
- Kiggins, S., and Uang, C. (2006), “Reducing residual drift of buckling-restrained braced frames as a dual system,” *Engineering Structures*, Vol. 28, pp. 1525-1532
- NEHRP (2003). “Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA 450),” Building Seismic Safety Council, FEMA, Washington, D.C.
- Tremblay, R., and Tirca, L. (2003). “Behavior and design of multistory zipper concentrically braced steel frames for the mitigation of softstory response.” Proc., 4th Int. Conf. on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas (STESSA), Naples, Italy, 471–477.
- Vian, D., and Bruneau, M. (2004), “Testing of Special LYS Steel Plate Shear Walls”, *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 978*, Vancouver, British Columbia, Canada, August 1-6, 2004.
- Yang, C.-S., Leon, R., and DesRoches, R. (2008). “Pushover Response of a Braced Frame with Suspended Zipper Struts,” *Journal of Structural Engineering-ASCE*, Vol. 134, No. 10, pags. 1619-1626.