

Calificación de una conexión rígida de una viga I y una columna tubular rellena de concreto bajo la acción de cargas dinámicas

Evaluating a steel beam's rigid connection to a concrete filled tubular column when submitted to dynamic load

Maritza Uribe Vallejo¹ y Gabriel F. Valencia Clement²

RESUMEN

En el desarrollo de proyectos de ingeniería estructural que comprometen elementos de acero, cada día se hace más necesaria la posibilidad de emplear en la etapa de diseño conexiones precalificadas que garanticen el adecuado comportamiento requerido por los elementos estructurales, de acuerdo con el sistema estructural y las demandas sísmicas. Desafortunadamente, las entidades internacionales que suministran este tipo de información a nivel mundial, como FEMA, actualmente sólo cuentan con una serie limitada de conexiones precalificadas, dentro de las cuales no se encuentran incluidas las conexiones rígidas empennadas de una viga I y una columna tubular rellena de concreto con placa extendida, práctica constructiva que recientemente ha ganado gran importancia en Colombia. El presente artículo describe los aspectos más sobresalientes del estudio del comportamiento de una conexión rígida de una viga I y una columna tubular rellena de concreto, materializada en seis modelos físicos con variación en la relación ancho-espesor (b/t) de las columnas, que se realizó en la Universidad Nacional de Colombia. La calificación contempla el desarrollo de modelos teóricos-matemáticos empleando el método de los elementos finitos mediante la aplicación Ansys v.10, para efectuar un análisis comparativo de los resultados teóricos con los obtenidos experimentalmente al realizar los ensayos cíclicos de carga para cada espécimen. Así mismo, se presentan las curvas de histéresis de los seis especímenes ensayados. Finalmente, se plantean varias conclusiones, entre otras, la validación del análisis por elementos finitos para estructuras con este tipo de conexión y la influencia de la variación en la relación ancho-espesor (b/t) de las columnas, y algunas recomendaciones de diseño que garanticen un comportamiento adecuado ante cargas dinámicas cuando se utilice el tipo de conexión estudiada.

Palabras clave: calificación de conexiones, ensayos cíclicos, curvas de histéresis, columna tubular rellena de concreto, protocolo de carga.

ABSTRACT

Using prequalified connections during the structural design stage becomes increasingly necessary when developing structural engineering projects which include steel elements; this is so that the steel elements' appropriate behavior can be ensured according to the structural system and seismic demand. Unfortunately, the international entities providing this type of information (i.e. FEMA) only have a limit series of prequalified connections and such series do not include rigid connections between steel beams and concrete filled tubular (CFT) columns having an extended end plate, which has become a very widespread building practice in Colombia. This paper describes the most important aspects of a study at the Universidad Nacional de Colombia concerning the behavior of a steel beam rigidly connected to a CFT-column, using six physical models having different width-thickness ratio (b/t) columns. ANSYS v.10 software was used for studying theoretical models (finite elements analysis) for comparative analysis of cyclic test theoretical and experimental results for each specimen presented for the qualification phase. The six tested specimens' hysteretic curves are presented. Several conclusions are drawn concerning finite element validation for this type of connection and the influence of width-thickness ratio (b/t) variation and design recommendations for suitable behavior under dynamic loads when this type of connection was used.

Keywords: connection evaluation, cyclic test, hysteretic curve, concrete filled tubular column (CFT-column), loading history.

Recibido: junio 24 de 2008

Aceptado: marzo 2 de 2009

Introducción

Durante las últimas décadas se ha observado un importante crecimiento del uso de diferentes sistemas estructurales de acero en el ámbito de la construcción en Colombia, gracias a las notables facilidades en la adquisición de la materia prima, la versatilidad de los

productos y las ventajas que ofrece el acero durante las etapas de fabricación y montaje, que se reflejan en el ahorro considerable de tiempo y costos directos. Este precedente ha generado inquietudes a nivel de la academia y de la investigación en lo que se refiere al desarrollo de nuevas metodologías de diseño y técnicas constructivas que se ajusten cada vez más a nuestro medio, recursos, necesidades y tecnología, que permitan garantizar el comportamiento e-

¹ Ingeniera civil y M.Sc., en Estructuras, Universidad Nacional de Colombia. Bogotá. Investigadora, grupo de Investigación en Estructuras, GIES, Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá. muribev@unal.edu.co

² Ingeniero civil. Especialista, en estructuras de acero. Profesor Titular, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Colombia. Grupo de Investigación en Estructuras, GIES, Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá. Gerente de TECMO S.A. gvalenciac@unal.edu.co.

ficiente de las estructuras ante solicitaciones sísmicas, aprovechando al máximo las ventajas del acero, como su alta resistencia, capacidad de disipación de energía, elasticidad y ductilidad.

La respuesta sísmica esperada de la estructura se logra con la aplicación y el cumplimiento de los requisitos y criterios básicos de diseño, muchos de ellos descritos en los códigos nacionales o internacionales, que incluyen el diseño de los miembros principales y sus conexiones. Dichos códigos, adicionalmente a la teoría tradicional, encuentran sus fundamentos en el estudio de las fallas que ocurren a nivel estructural durante eventos sísmicos severos. Recientemente, los daños causados en los sismos de Northridge en Estados Unidos (1994) y de Kobe en Japón (1995), se convirtieron en una voz de alerta, que puso en entredicho el comportamiento de las estructuras de acero ante solicitaciones sísmicas, así como las bases del diseño, principalmente en lo relacionado con el comportamiento de las conexiones, pues se estableció que estas presentaron niveles de esfuerzo y de deformación superiores a los esperados, lo que sugería un replanteamiento de los requisitos para conexiones viga-columna de pórticos resistentes a momento (PRM).

A raíz de estos sucesos, algunas entidades en los Estados Unidos iniciaron investigaciones basadas en ensayos experimentales sobre especímenes a escala natural que simularan las condiciones de carga sísmica, para analizar las causas de las principales fallas estructurales en conexiones resistentes a momento de perfiles de acería y plantear criterios de diseño prescritos que permitieran controlarlas. Los resultados y procedimientos fueron resumidos en las publicaciones hechas en el año 2000 por el grupo SAC Joint Venture, como FEMA 350 y FEMA 353, contratado por la Agencia Federal de Atención de Desastres (Federal Emergency Management Agency – FEMA), cuya recopilación ha dado lugar a recomendaciones para normas y códigos posteriores.

Con los avances de estos estudios, se pudo conocer de una manera más amplia el comportamiento inelástico de los PRM, introduciéndose nuevos conceptos como: calificación de conexiones, protocolo de carga, ángulo de deriva de piso, entre otros, los cuales también fueron adoptados por el AISC (American Institute of Steel Construction), en los Apéndices P y S de las Provisiones Sísmicas publicadas en los años 2002 y 2005. Estos protocolos y metodologías de diseño buscan minimizar el riesgo de colapso y mejorar el desempeño estructural, impartiendo una mayor capacidad de disipación de energía a las conexiones en el rango inelástico.

En el documento FEMA 350 se describen los procedimientos para el diseño de diversas configuraciones y tipos de conexiones precalficadas para perfiles de acería, dentro de las cuales no está incluida la conexión rígida emperrada entre una viga de alma llena y una columna tubular armada con láminas, ni el caso en el que la columna está rellena de concreto, práctica constructiva que recientemente ha tenido un uso frecuente en nuestro medio, como lo muestra la Figura 1, donde se pueden observar tanto conexiones a momento como a cortante, ya que esta solución estructural en que las columnas de los PRM trabajan en sección compuesta resulta muy eficiente en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, como Bogotá, donde los requerimientos de rigidez y de demanda sísmica son exigentes.

Varias investigaciones adelantadas en universidades constituyen el punto de partida en Colombia hacia la calificación y el estudio de conexiones resistentes a momento ante la acción de cargas dinámicas de elementos armados con perfiles laminados en caliente, tubulares y de lámina delgada, convirtiéndose en un aporte muy importante en el ámbito académico, profesional y empresarial, en-

tre las cuales se destacan las de Cano *et ál.* (2004), Gallo *et ál.* (2004), Pabón *et ál.* (2004), López-Valencia (2006) y Villar-Valencia (2007); cabe anotar que en ninguno de los trabajos mencionados se trabajó con columnas tubulares rellenas de concreto.



Figura 1. Detalle de conexión emperrada viga-columna. Sistema PRM con columnas tubulares rellenas de concreto. Proyecto "San Cayetano". Fuente: Tecmo S. A.

Estas investigaciones son evidencia del interés constante por dar solución y mejorar ciertas prácticas constructivas y de diseño que se vuelven comunes y frecuentes pero que en la mayoría de los casos no presentan un soporte ni técnico ni experimental que garantice el adecuado comportamiento de la unión ante las demandas sísmicas, pues el alcance actual de las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismorresistente, NSR-98, no incluye especificaciones técnicas para este tipo de conexiones, y si bien es cierto que algunos diseños se basan en una combinación de fundamentos teóricos y experimentales provenientes de estudios desarrollados por instituciones o normas internacionales, estos no siempre serán aplicables a las condiciones del país. Internacionalmente se ha evaluado el comportamiento sísmico de conexiones viga-columna con miembros de perfiles tubulares de acero rellenos de concreto, que se conocen como las conexiones con elementos tipo CFT (*Concrete Filled Tube*). Uno de los análisis más representativos y comparables con la investigación base de este artículo (Uribe-Valencia, 2008), es el desarrollado en Taiwán, en la National Taiwan University, por Wu *et ál.* (2004). La configuración general de la conexión emperrada estudiada por estos investigadores se presenta en la Figura 2.

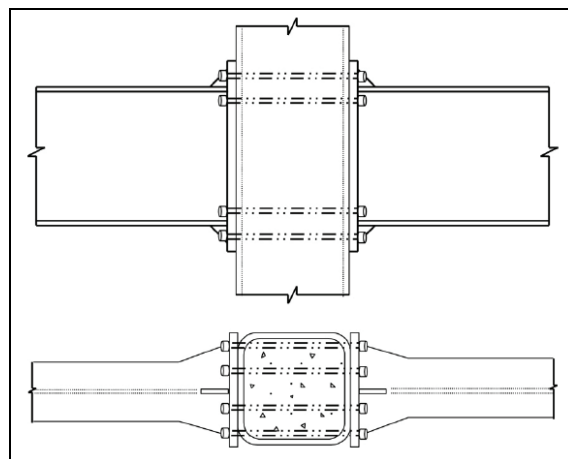


Figura 2. Sistema de conexión viga-columna propuesto en la investigación de Wu *et ál.* (2004)

La investigación en la que se basa el presente artículo (Uribe-Valencia, 2008) tuvo como objetivo general el de “calificar una conexión rígida de una viga laminada de sección I de acero ASTM A-36, y una columna tubular armada con láminas de acero ASTM A-36, rellena de concreto, por medio de una placa extendida y pernos pasantes, bajo la acción de cargas dinámicas”, de acuerdo con la configuración que se muestra en la Figura 3, para lo cual se desarrollaron las siguientes etapas: la modelación teórica de los especímenes por el método de los elementos finitos (MEF), la realización de ensayos cíclicos experimentales, el análisis y comparación de resultados y la obtención de las curvas de histéresis de las conexiones. Finalmente, se derivó un conjunto de conclusiones y se plantea una serie de recomendaciones de diseño para cuando se use el tipo de conexión estudiada.

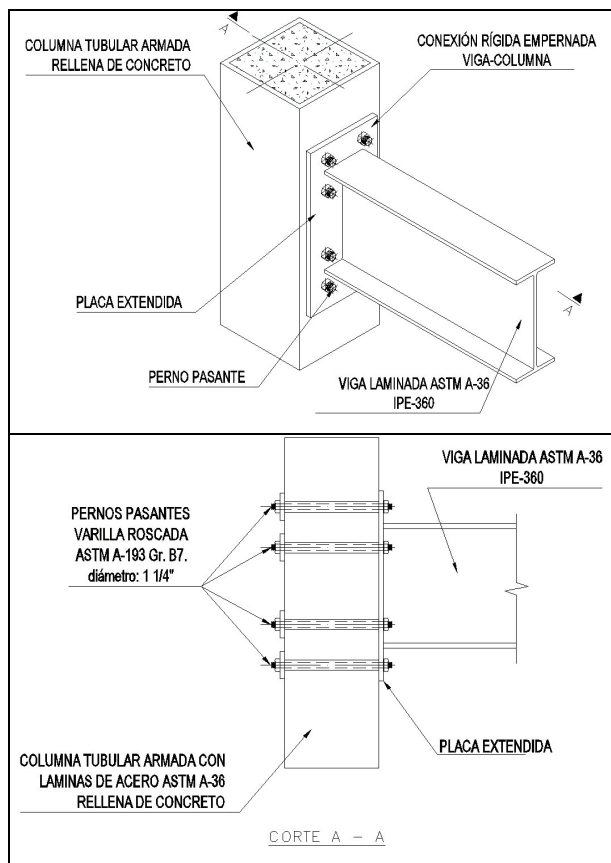


Figura 3. Configuración de la conexión propuesta. Uribe y Valencia (2008).

Marco teórico

Como parte del marco teórico de la presente investigación se consideraron dos fases, la primera contempló las bases teóricas del diseño de los miembros y los elementos de la conexión y la segunda el análisis por el MEF de los modelos teórico-matemáticos.

Criterios de diseño

Para el diseño de los miembros que conformaron cada espécimen, siguiendo la configuración planteada en la Figura 3, se consideraron los criterios de diseño de las especificaciones de AISC 2005, las Provisiones Sísmicas de AISC 2005 y FEMA 350, tales como la resistencia probable de la viga, la resistencia nominal a la compresión y a la flexión de miembros compuestos, la determinación del momento máximo actuante en la columna utilizando las ecuaciones de interacción convencionales y alternas para esfuerzos com-

binados (AISC-LRFD, 2003), la jerarquía de plastificación en pórticos, las soldaduras de penetración completa y los requerimientos de las zonas protegidas. Adicionalmente, se verificó el cumplimiento de las relaciones ancho-espesor (b/t) para las columnas tubulares esta variable fue la que determinó la diferencia geométrica entre los seis especímenes ensayados, ya que el perfil de la viga (IPE-360) y los elementos de conexión permanecieron constantes. Se definieron tres relaciones (b/t), a saber: 31, 39 y 47-52, tal como se presenta en la Tabla 1, junto con las secciones y características de cada espécimen. Para definir la localización del punto teórico de articulación plástica en la viga, S_p , y el diseño de los elementos que hacían parte de la conexión (placa extendida, pernos pasantes, soldaduras), se aplicaron los criterios recomendados por FEMA 350 para la conexión precalificada empernada con placa extendida y sin atesadores tipo BUEP (*Bolted Unstiffened End Plate*, sección 3.6.1).

Tabla 1. Tipo de especímenes y programa experimental

Especimen	Sección columna ($b_c \times h_c \times t$)	Espesor (mm)	Relación (b/t)	Rellena de concreto	Viga	Tipo conexión	Ensayos cíclicos
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
E-1	250x300x $3/16$ "	4.76	52	Si	IPE-360	Conexión con placa extendida y 8 pernos pasantes	1
E-2	250x300x $1/4$ "	6.35	39				1
E-3	250x300x $5/16$ "	7.94	31				1
E-4	200x300x $1/4$ "	6.35	31				1
E-5	300x300x $1/4$ "	6.35	47				1
E-6	310x300x $5/16$ "	7.94	39				1
Número total de ensayos cíclicos							6

Modelos teórico-matemáticos

La predicción del comportamiento de los especímenes en cuanto a niveles de esfuerzo y deformaciones se logró con la modelación por el MEF, con la ayuda del software Ansys v10.0, también se estimaron las deflexiones en el punto de aplicación de la carga (Figura 5), asociadas a la fluencia de las fibras extremas de la viga y a la carga máxima aplicable con el actuador dinámico (gato de aplicación de la carga), así como los esfuerzos en la zona de conexión del espécimen, para ajustar algunos parámetros de los ensayos experimentales, y determinar las zonas críticas de concentraciones de esfuerzos y grandes deformaciones. Se desarrollaron dos tipos de modelos, los primeros con elementos tridimensionales (MET) tipo Solid45, (Figura 4) y los segundos con elementos unidimensionales (MEU) tipo BEAM23. Para estos modelos teóricos se hicieron dos tipos de análisis, estático-elástico y estático-inelástico, considerando las condiciones de borde y de apoyo, las características geométricas de los miembros y las propiedades mecánicas experimentales de los materiales propias de cada espécimen.

Marco experimental

Los parámetros para la realización de los ensayos cíclicos experimentales se establecieron siguiendo las recomendaciones de las Especificaciones y Provisiones Sísmicas de AISC 2005, FEMA 350, ATC 24 (American Technology Council, 1996), y las investigaciones ya referenciadas. Para la definición de los especímenes se consideraron varios aspectos, entre otros, que la conexión estudiada fuera viable constructivamente, que las dimensiones y resistencias máximas fueran coherentes con la capacidad máxima del marco de carga y del actuador dinámico, y que, en lo posible, los resultados fueran comparables con los obtenidos en la investigación de referencia (Wu et ál., 2004). Bajo estas premisas, las secciones de

los perfiles y las dimensiones de los elementos utilizados en cada espécimen (Tabla 1 y Figura 5) se eligieron de tal forma que tuvieran relaciones ancho-espesor (b/t) y dimensiones proporcionales a las de la investigación de Wu et al. (2004), cumpliendo con AISC 2005.

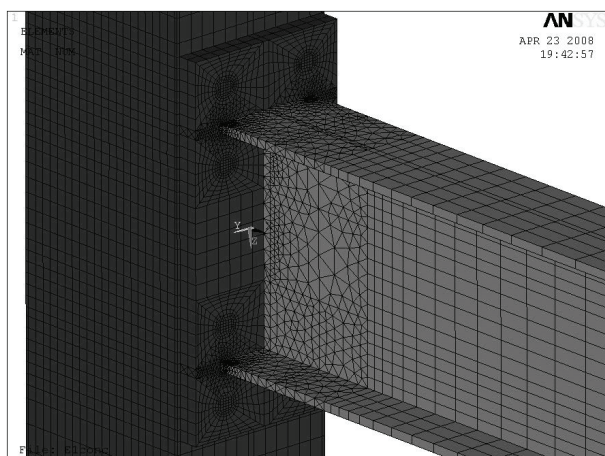


Figura 4. Enmallado en la zona de la conexión. Elementos tetraédricos y hexaédricos tipo Solid45

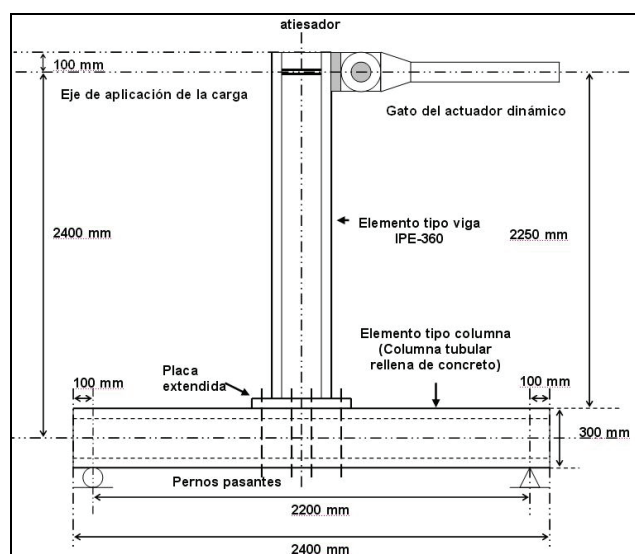


Figura 5. Esquema general de los especímenes

Para los elementos tipo viga (IPE-360) se determinó la resistencia a la flexión, basada en la iniciación de la fluencia M_y , la resistencia plástica nominal M_p , la resistencia plástica máxima probable, M_{pr} y en el pandeo lateral, para evitar la falla por pandeo flexotorsional, según requerimientos de las Especificaciones y Provisiones de AISC 2005. Se verificó el cumplimiento de la jerarquía de plastificación viga débil-columna fuerte (VD/CF) para garantizar que cuando las vigas alcanzaran M_{pr} , las columnas de sección compuesta se comportaran elásticamente, y permitir estudiar el comportamiento sísmico de la conexión de acuerdo con el mecanismo de plastificación esperado, sin la ocurrencia de fenómenos de inestabilidad. De igual manera, los elementos de la conexión, como las platinas, los pernos pasantes y las soldaduras se diseñaron para que permanecieran en el rango elástico ante las sollicitaciones que liberan las vigas al alcanzar la plastificación, de acuerdo con FEMA 350. El protocolo de carga se definió siguiendo la propuesta del Apéndice S de las Provisiones Sísmicas de AISC 2005, resumido en 8 se-

cuencias de carga, cada una con un número determinado de ciclos de diferente amplitud de desplazamiento, en función del ángulo de deriva de piso, para un total de 30 ciclos de carga que lleven la conexión hasta un ángulo de deriva de piso de 0.04 rad. La respuesta inelástica del espécimen durante el ensayo depende en cierta medida de las características del protocolo, tales como la velocidad de aplicación de la carga y el procedimiento de aplicación de la misma, siguiendo las recomendaciones de otras investigaciones; se definió la tasa de aplicación de la carga en 1 ciclo por cada 10 segundos, es decir 0.1 Hz, frecuencia adecuada para visualizar los fenómenos ocurridos durante el desarrollo de los ensayos. En la Tabla 2 se muestra el protocolo y en la Figura 6 su representación gráfica en función del tiempo. Los ensayos cíclicos se adelantaron en el Laboratorio de Estructuras de la Escuela Colombiana de Ingeniería (ECI), utilizando un actuador dinámico de control numérico para la aplicación de los desplazamientos y cargas, (los registros se obtuvieron con un sistema de recolección automática de datos, en el punto de aplicación de la carga (Figuras 5 y 7). Las deformaciones generadas en otros puntos de interés del espécimen se midieron con la ayuda de transductores electromecánicos de desplazamiento lineal, LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*).

Tabla 2. Protocolo de carga en función de las deflexiones en el extremo de la viga

$L_b = 2400$ mm		PROTOCOLO DE CARGA		
Número de ciclos	Angulo de deriva de piso (θ) (rad)	Deflexión en el extremo de la viga (mm)	Tiempo en cada secuencia de ciclos (seg)	Tiempo acumulado (seg)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
6	0.00375	9	60	60
6	0.005	12	60	120
6	0.0075	18	60	180
4	0.010	24	40	220
2	0.015	36	20	240
2	0.020	48	20	260
2	0.030	72	20	280
2	0.040	96	20	300

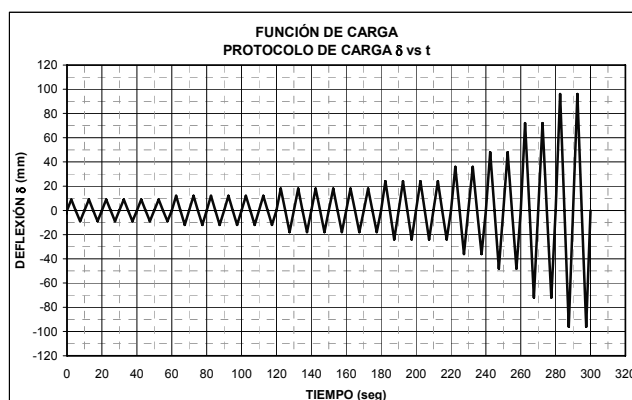


Figura 6. Función de carga. Protocolo de carga en términos de (δ vs t). Protocolo de desplazamientos

Resultados

Propiedades mecánicas de los materiales

La curva esfuerzo-deformación representativa del material usado en la fabricación de los especímenes se determinó a partir de ensayos de tensión aplicados a 10 probetas extraídas de los perfiles de las vigas IPE-360 y de las láminas de diferentes espesores de las columnas. Los valores promedio del esfuerzo de fluencia, F_y , y el esfuerzo último, F_u , se presentan en la Tabla 3. El valor del módulo

de elasticidad, E_s , estuvo alrededor de los 199.000 MPa, en todas las curvas esfuerzo-deformación de las probetas, de acuerdo con el procedimiento normalizado para determinarlo de las Normas Técnicas Colombianas, NTC 2. Para la definición de las propiedades de los materiales en los modelos teórico-matemáticos se adoptó el valor de 200.000 MPa.

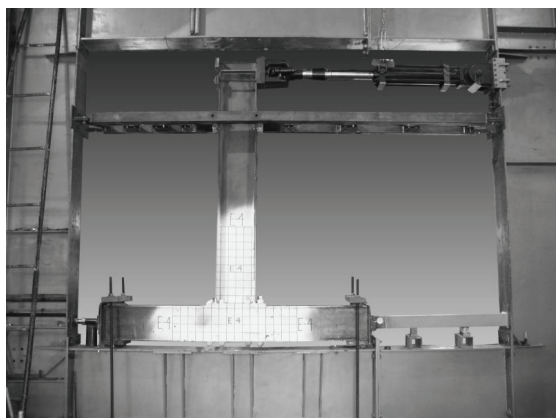


Figura 7. Montaje del espécimen en el marco de carga de la Escuela Colombiana de Ingeniería

Tabla 3. Valores promedio de F_y y F_u del acero

	Viga (aletas y patín)	Columna (Lám $3/16''$)	Columna (Lám $1/4''$)	Columna (Lám $5/16''$)
F_y (MPa)	345	314	294	261
F_u (MPa)	493	417	408	434

Con el concreto de relleno de las columnas, se moldearon nueve cilindros estándar para determinar la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad, siguiendo los procedimientos establecidos en las Normas Técnicas Colombianas NTC 1377, NTC 673 y NTC 4025. Los valores promedio obtenidos fueron: $f'_c = 31$ MPa y $E_c = 21655$ MPa.

Curvas de histéresis momento-rotación

Las curvas de histéresis momento-rotación ($M_c-\theta$), de las figuras 8 a la 13 se graficaron para los momentos calculados en la cara de la columna, denominados M_c , con un brazo de 2.250 mm medido desde el punto de aplicación de la carga, a la cara de la columna. Las rotaciones fueron calculadas en el eje de la columna del espécimen, según la propuesta de AISC 2005, en función de las lecturas de desplazamiento del actuador y de una longitud de 2.400 mm hasta el eje, (Figura 5). Durante el desarrollo de los ensayos cíclicos se midió el desplazamiento lateral del marco de carga causado por el movimiento de actuador, estas lecturas registradas por el LVDT deberían restarse a las captadas por el colector automático de datos del actuador, pero considerando que su magnitud es muy pequeña comparada con las deformaciones de los especímenes (menos del 2%) se desprecian al elaborar las gráficas.

De acuerdo con los criterios de la sección S.9(a) de las Provisiones Sísmicas AISC 2005, para garantizar la calificación de la conexión esta debe estar en capacidad de desarrollar por lo menos el 80% del momento teórico plástico nominal de la viga, 0.8 Mp, para una rotación de 0.04 rad., que corresponde al límite del protocolo. Dado que el comportamiento general de los especímenes en los primeros ensayos realizados fue muy estable hasta el límite señalado y no se observó una degradación importante en las curvas histéricas, se decidió llevar el protocolo hasta una deformación angular mayor, de 0.05 rad, acorde a lo sugerido por AISC, con in-

crementos de 0.01 rad. por cada dos ciclos de carga adicionales, dicha rotación correspondía a un desplazamiento máximo en el punto de aplicación de la carga de 120 mm que superaba a los 96 mm para 0.04 rad. Esto se realizó para los especímenes E-1, E-3, E-4 y E-5; en estos casos, los momentos máximos M_c resultaron mayores para estos especímenes que los medidos para E-2 y E-6.

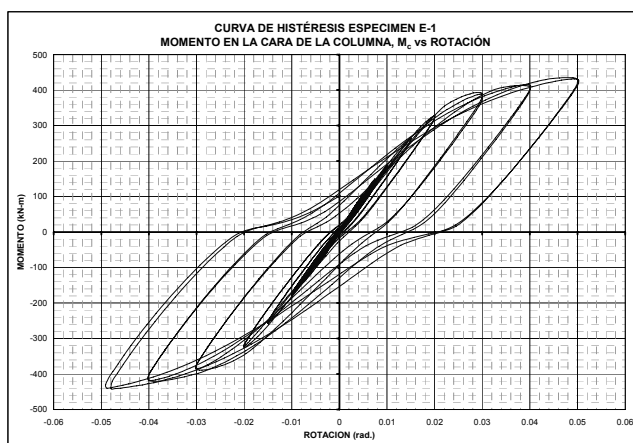


Figura 8. Curva de histéresis $M_c - \theta$. Especimen E-1

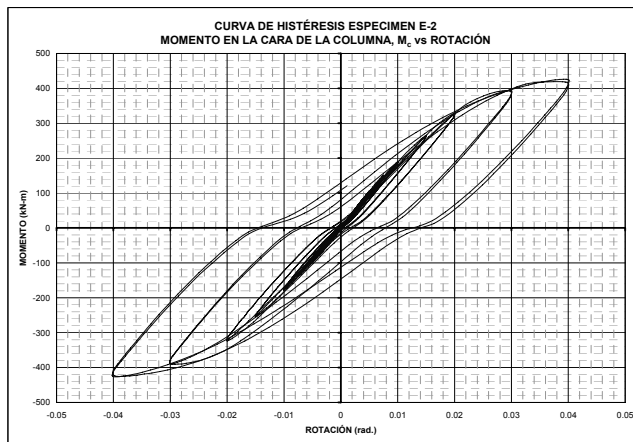


Figura 9. Curva de histéresis $M_c - \theta$. Especimen E-2

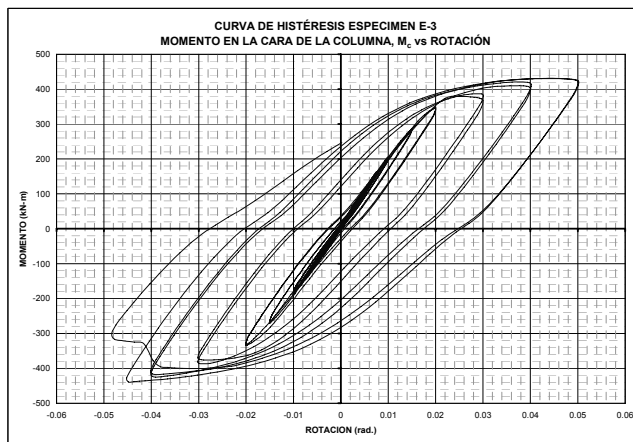


Figura 10. Curva de histéresis $M_c - \theta$. Especimen E-3

Análisis de las curvas M-θ

Cuando se supera la resistencia a la tensión del concreto, este se agrieta; sin embargo, el confinamiento y soporte lateral otorgado por las paredes de la columna tubular contribuyen a que no se ge-

neren fallas por deslizamiento de las grietas en el concreto, pero ante la acción de los ciclos de carga y descarga estas fisuras se abren y se cierran cuando las caras quedan sometidas a esfuerzos de tensión o compresión; bajo la acción de estos últimos las grietas comienzan a cerrarse gradualmente, lo que se traduce en una recuperación de la rigidez del núcleo de concreto.

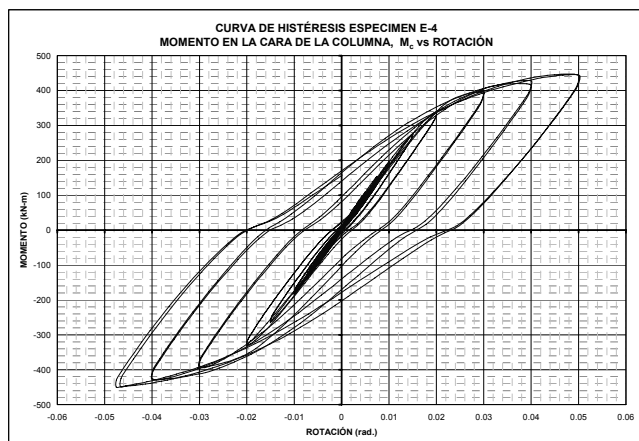


Figura 11. Curva de histéresis $M_c - 0$. Especimen E-4

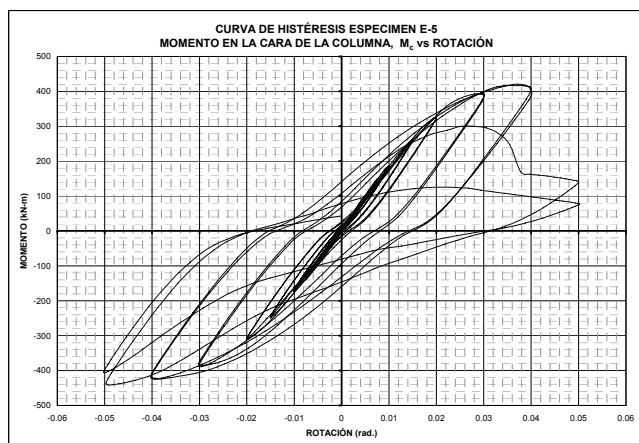


Figura 12. Curva de histéresis $M_c - 0$. Especimen E-5

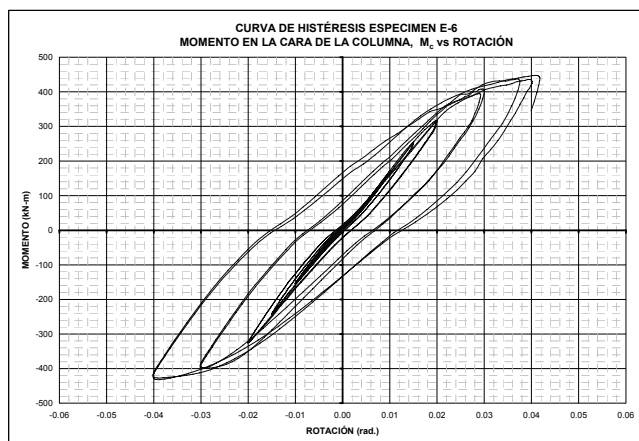


Figura 13. Curva de histéresis $M_c - 0$. Especimen E-6

La sucesión de los efectos producidos por el fenómeno descrito, sumado a la incursión en el rango inelástico del espécimen, llevan a que las curvas de histéresis presenten un fenómeno conocido como **estrechamiento de la curva de histéresis**, en el cual los ciclos se estrechan y se acercan hacia el origen; esta es una característica

muy importante dentro de la evaluación de la capacidad de disipación de energía de la conexión, pues mientras más pronunciado sea el estrechamiento, menos eficaz es la conexión para absorber la energía inducida por la carga cíclica. Este fenómeno fue más evidente en los especímenes E-1, E-2 y E-5, debido, muy probablemente, al bajo espesor de las paredes, $\frac{3}{16}$ " y $\frac{1}{4}$ ", lo que reduce la capacidad lateral de confinamiento del perfil tubular y aumenta la posibilidad que se generen fallas por deslizamiento de las grietas, y que a su vez, en las paredes de la columna se presenten fenómenos de pandeo local, aunque de menor cuantía. Para los especímenes E-3 y E-6, donde las paredes eran de mayor espesor, $\frac{5}{16}$ ", el fenómeno de estrechamiento de las curvas es casi imperceptible, ya que la restricción lateral del concreto por parte de las paredes aumenta.

Con el fin de visualizar más claramente la variación de los resultados experimentales de los ensayos dinámicos, en la Figura 14 se muestra la representación gráfica a través de un diagrama de barras, de algunos índices que relacionan los momentos $M_{0.01}$, $M_{0.02}$, $M_{0.04}$, medidos para diferentes rotaciones, 0.01, 0.02 y 0.04 rad., el momento máximo, $M_{máx}$, y el momento $0.8M_p$, con la resistencia teórica plástica nominal de la viga, M_p .

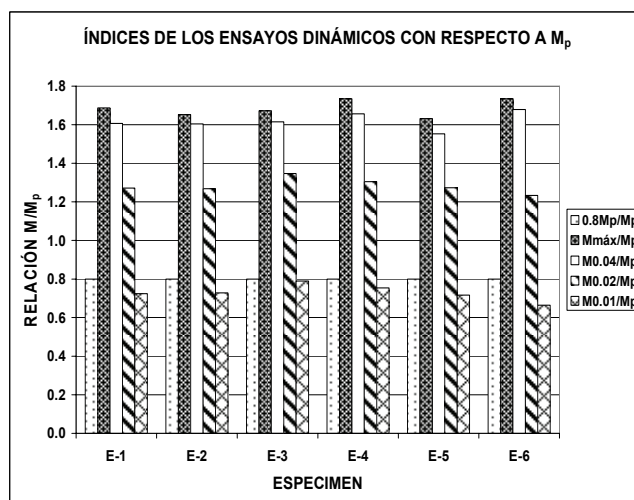


Figura 14. Índices con respecto a M_p

Curvas envolventes

Para el análisis de los ensayos dinámicos es importante considerar la relación que existe entre las curvas monotónicas y las histéreticas; en la investigación base de este artículo (Uribe-Valencia, 2008) no se realizaron ensayos monotónicos, no obstante, de acuerdo con lo estipulado en el capítulo 2 de FEMA 355D (sección 2.2.9 *Effect of load and deformation history*; pp. 2-26), se considera que los ensayos monotónicos proporcionan una envolvente de las curvas histéreticas obtenidas en ensayos cíclicos de carga, aunque en algunos ensayos de conexiones que se efectuaron con pruebas monotónicas los efectos del comportamiento cíclico no se reflejaron plenamente (FEMA 355D, 2000). Bajo esta consideración, se trazaron las curvas envolventes carga-desplazamiento y momento-rotación del primer cuadrante, es decir, una curva límite bajo la cual están todos los ciclos de histéresis correspondientes al ensayo dinámico. Esta envolvente es de especial importancia para definir la respuesta inelástica de un espécimen ante la acción de cargas dinámicas, ya que para propósitos prácticos y de modelación puede resultar más importante la descripción aproximada de la curva envolvente que la forma detallada de los tramos de carga y descarga.

Las envolventes de las curvas histeréticas carga-desplazamiento y momento-rotación que representarían los resultados obtenidos en un ensayo monotónico para el espécimen E-1 se muestran en las figuras 15 y 16, junto con las ecuaciones que las definen, incluida una línea de tendencia polinomial de tercer orden con un coeficiente de correlación cercano a 1.0.

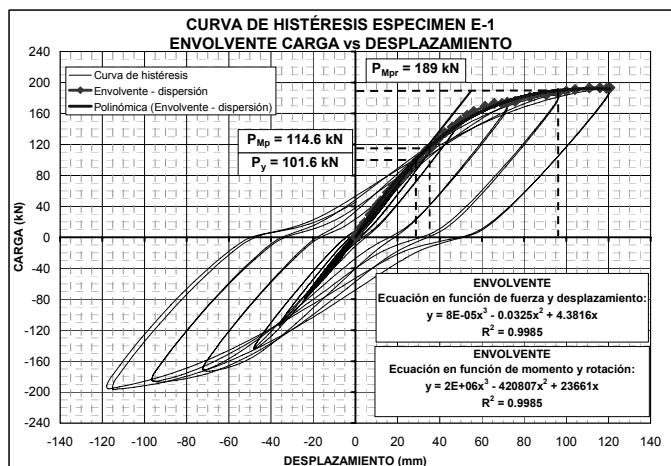


Figura 15. Envolvente carga-desplazamiento. Especimen E-1

La curva envolvente en términos de carga-desplazamiento permite hacer comparaciones significativas entre los resultados experimentales y los obtenidos como solución de los modelos teórico-matemáticos, y en términos de momento-rotación caracterizar el comportamiento inelástico de la conexión de cada espécimen.

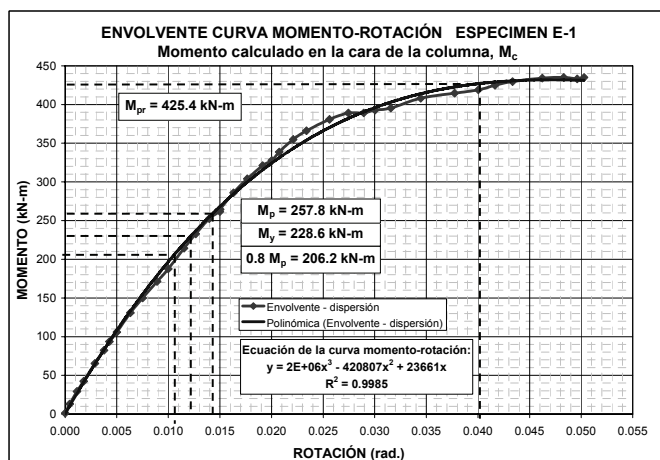


Figura 16. Envolvente momento-rotación. Especimen E-1

Comparación entre las curvas carga-rotación, elástica teórica y la envolvente experimental inelástica

Adicionalmente a las curvas envolventes presentadas anteriormente, la envolvente carga-rotación resulta útil para comparar la respuesta elástica y la inelástica, en función de las cargas sísmicas. Si en la curva carga-rotación se prolonga la línea que representa el comportamiento teórico elástico promedio de los especímenes, reseñada en la Figura 17, se puede observar que, para una rotación de 0.01 rad., que corresponde aproximadamente a una deriva de 1% en el pórtico, la fuerza elástica que se debería aplicar sería de 95 kN, que es apenas 1,12 veces mayor que la medida en la curva envolvente del ensayo cíclico. Si esta relación entre las fuerzas elástica e inelástica, para una deriva de 1%, se compara con el

valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, R, valor que en las NSR-98, para pórticos de acero resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES), es de 6 ó 7, nos lleva a concluir que al dividir las acciones sísmicas por R las solicitaciones que se encuentran son mucho menores que las que realmente estarán actuando en una estructura de este tipo y con conexiones rígidas empernadas como la estudiada en la investigación en la que se basa este artículo. Inclusive, para una rotación de 0.04 rad.; que de acuerdo con los requerimientos de las NSR-98 no podría presentarse en la estructura, pero que para el caso experimental de calificación es el requisito mínimo de rotación en la estructura según AISC 2005, la fuerza elástica es 380 kN y la inelástica 190 kN, y la relación entre las fuerzas elástica e inelástica es 2, por lo tanto no es lógico, ni posible, suponer que la fuerza sísmica que actuará en la estructura será la elástica dividida por 6 o por 7. Se estaría entonces diseñando con fuerzas mucho menores que las que realmente podrán actuar en la estructura, de acuerdo con su respuesta real, lo que sugiere el uso del diseño por capacidad, dada su eficiencia.

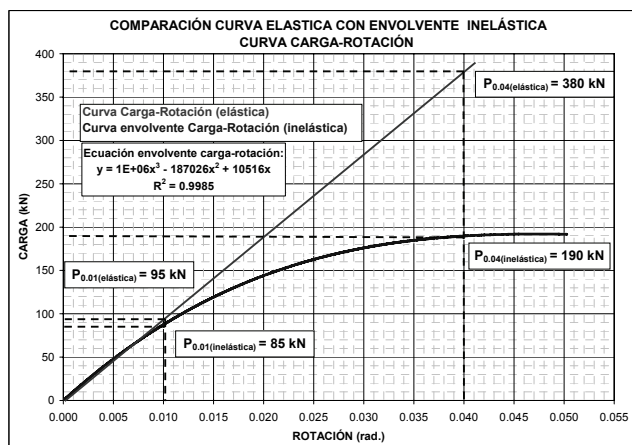


Figura 17. Comparación curvas carga - rotación, elástica teórica e inelástica experimental

Calibración del modelo teórico matemático

Nivel y distribución de esfuerzos: la distribución de esfuerzos en la zona de conexión, estimada con el modelo teórico MET-inelástico, reveló una adecuada concordancia con lo registrado en la fase experimental, dado que en el modelo MET se presentó una sustancial concentración de esfuerzos y grandes deformaciones inelásticas en la zona teórica de articulación plástica, a una distancia cercana a $S_h=302\text{mm}$; los esfuerzos de magnitud importante, del orden del esfuerzo de fluencia y de rotura experimentales, se iniciaron en las aletas y luego se proyectaron hacia el alma en dirección al eje neutro, según la secuencia de plastificación esperada y la condición de jerarquía (VD/CF), el siguiente nivel de esfuerzos relevante se localizó en la zona de panel.

La comparación entre lo generado teórica y experimentalmente se aprecia en las figuras 18, 19 y 20. También en el modelo teórico se hallaron concentraciones de esfuerzos importantes hacia las esquinas de las aletas, donde se localizan las soldaduras que conectan las aletas de la viga con la placa extendida en el espécimen, lo que es congruente con los fenómenos ocurridos durante los ensayos, pues para los especímenes E-3 y E-5 se presentaron fisuras y fracturas en dichos cordones de soldadura, lo que generó saltos en los ciclos de histéresis y la consecuente degradación de la resistencia, posterior a la deformación angular de 0.04 rad., (figuras 18, 19 y 20.



Figura 18. Deformaciones inelásticas en el espécimen E-5. Secuencia de plastificación



Figura 19. Fractura del cordón de soldadura, fenómeno posterior a una rotación de 0.04 rad.

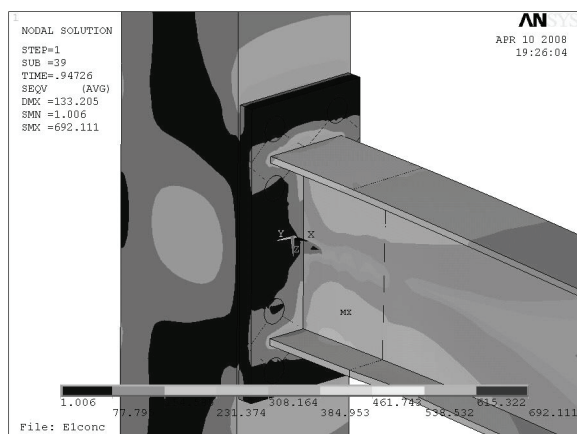


Figura 20. Distribución de esfuerzos de Von Mises en la zona de conexión

Modelos elásticos: al comparar el comportamiento de la conexión representado por las gráficas carga-desplazamiento (medido en el punto de aplicación de la carga), para el análisis elástico con modelos MET y MEU que resultan ser iguales, y la envolvente ex-

perimental del espécimen E-1 en la zona elástica, se observa un desfase cercano al doble, entre los valores teóricos y los experimentales (Figura 21), lo que llevaba a concluir que la **conexión no es totalmente rígida**. Sin embargo, los fenómenos como el abombamiento de las caras de la columna (sólo apreciable a simple vista para las mayores magnitudes de la carga aplicada y para las columnas de paredes delgadas), sumada a deformaciones de los elementos de la conexión, pernos, placa extendida y soldaduras, y a las deformaciones laterales del marco de carga, incrementaron la rotación de la conexión, lo que explica la no correspondencia entre los resultados obtenidos en la zona de comportamiento elástico de la conexión. Para entender mejor el tema, se aplicó el criterio para determinar el carácter de la conexión, esto es, si es rígida, semirrígida o flexible, de la sección B3.1, p 219, de las Especificaciones de AISC 2005, donde se propone evaluar la respuesta de la conexión cuando se aplica la carga de servicio, en función de la **rigidez secante, K_s** , y el **parámetro de rigidez $K_s L/EI$** .

De dicho análisis se concluyó que la conexión estudiada es **rígida**, ya que el parámetro de esbeltez para las condiciones de una viga de perfil IPE-360, que hace parte de un pórtico PRM con columnas compuestas como las de los especímenes, resultó mayor que 20, cumpliendo con el requisito para esta clasificación.

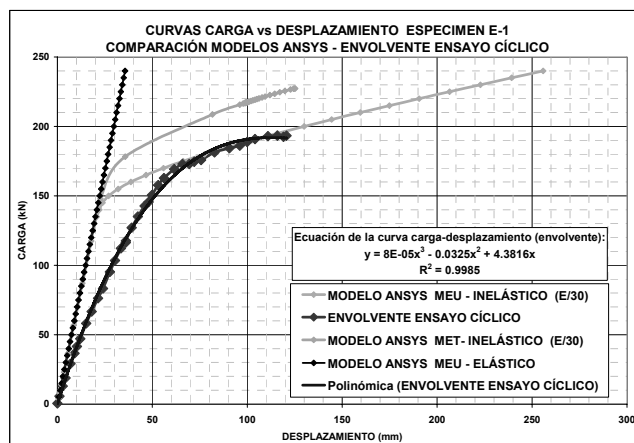


Figura 21. Curvas carga-desplazamiento. Especimen E-1

Modelos inelásticos: al efectuar la misma comparación entre los resultados de los análisis inelásticos realizados con los modelos MET y MEU, donde la curva esfuerzo-deformación que caracteriza el material de las vigas y las columnas es bilineal, con una pendiente en la zona plástica 30 veces menor que el módulo de elasticidad (E/30), representados en las curvas mostradas en la Figura 21 para el espécimen E-1, se puede observar que ambas curvas, MET y MEU, son paralelas, obedeciendo a los parámetros inelásticos definidos, pero la congruencia con los valores experimentales de la curva envolvente en la zona inelástica se logra con el modelo inelástico MEU-E/30. En los modelos MEU la viga se ha discretizado en varios elementos unidimensionales tipo BEAM23 y al presentarse el esfuerzo de plastificación este se genera en toda la sección del elemento y no discriminadamente en las aletas o en el alma, como ocurre en el modelo MET con los elementos tipo Solid45; debido a esto, en los modelos MEU se generan mayores deformaciones en el extremo de la viga, ya que los elementos que la conforman se van plastificando completa y progresivamente hasta llegar casi al elemento extremo de la viga, pero su comportamiento es bastante cercano a los resultados experimentales.

Lo anterior valida el modelo MEU, al considerar la gran coincidencia en el análisis inelástico, que puede obedecer a que, a pesar de

que no se puedan simular muchos fenómenos como abombamiento y pandeo de las paredes de las columnas, el hecho de plastificarse la sección completa de los elementos BEAM de la viga afecta la resistencia del espécimen y la degradación de la curva, tal como si se presentaran dichos fenómenos. Estos análisis y comparaciones se llevaron a cabo para los seis especímenes ensayados.

Conclusiones y recomendaciones

La conexión estudiada en la presente investigación, **no** presentó degradación de la resistencia con respecto a M_p , y solo se inició la disminución de esta para una carga asociada a $1.7M_p$, para los seis especímenes ensayados.

La conexión ensayada se puede considerar como **rígida** o totalmente restringida, de acuerdo con el criterio definido en la sección B3.1 de las Especificaciones de AISC 2005. Adicionalmente, durante el desarrollo de los ensayos no existió distorsión de la zona de panel, ni de la columna con respecto a la viga, lo cual contribuye a la estabilidad y a evitar la pérdida de rigidez.

La conexión exhibió un comportamiento histerético dúctil muy satisfactorio, con ciclos estables y amplias zonas de disipación de energía, consecuente con la respuesta inelástica esperada y con la condición teórica de jerarquía, VD/CF, que también se validó con los resultados del modelo teórico MET-inelástico.

Para la carga de plastificación teórica, el comportamiento de la viga IPE-360 no mostró deformaciones inelásticas significativas; este fenómeno está más relacionado con el R_y del acero ($R_y=1.5$) que con la capacidad de la viga. Es decir, al ser M_{pr} real (o probable), $1.1R_y F_y Z_x$ bastante mayor que M_p teórico, $F_y Z_x$, la viga no se plastifica. Esta es una de las razones por las que AISC 2005 no recomienda el uso del acero ASTM A-36 para elementos sismorresistentes. A pesar de lo anterior, para los elementos que conformaron los especímenes de la conexión calificada en la investigación base del presente artículo, se utilizó este tipo de acero, ya que es el de mayor uso y comercialización en Colombia.

La columna presentó algunos fenómenos de pandeo local (abombamiento) de baja cuantía, en los especímenes de paredes más delgadas, lo cual **no** incidió en el comportamiento inelástico de la conexión; únicamente se incrementaron la rotación y el desplazamiento en el extremo de la viga, lo que produjo un desfase en la comparación de los resultados experimentales con los teóricos en el rango elástico.

La principal variable en el diseño de los especímenes fue la relación ancho-espesor (b/t) de las columnas en primera instancia se puede concluir que la influencia de este parámetro en los resultados experimentales de la conexión en estudio **no** fue relevante en cuanto a la resistencia, pero sí con respecto a las deformaciones.

Las curvas de histéresis de tres de los especímenes ensayados presentaron un fenómeno conocido como **estrechamiento**, en el cual las curvas se acercan al origen; el hecho que los espesores de las paredes utilizados en estas columnas fueran los más delgados, $3/16$ " y $1/4$ ", permite concluir que entre menor sea el espesor de las paredes, menor es la capacidad lateral de confinamiento del concreto, y en consecuencia, mayor es la posibilidad de que se presenten fallas por deslizamiento de las grietas en el núcleo de concreto y fenómenos de pandeo local de cuantía mínima en las paredes laterales de la columna, incrementándose de esta manera los factores que influyen en la generación del fenómeno de estrechamiento en las curvas de histéresis, que está directamente relacionado con

la capacidad de disipación de energía que el espécimen puede desarrollar, y que se reduce de manera proporcional a la disminución del área bajo las curvas, producto del estrechamiento.

Las fisuras y grietas presentadas en los cordones de soldadura se originaron durante los dos últimos ciclos de carga, después de haberse superado la deformación angular de 0.04 rad. En todo caso, se recomienda usar una lengüeta prolongada (*weld tab*), para evitar los problemas que se originan en los arranques y terminaciones de los cordones.

Se debe resaltar el hecho de que el haber rellenado de concreto las columnas evidentemente contribuyó en gran medida al buen comportamiento de la conexión, al transmitir los esfuerzos de compresión generados por la flexión, así como al impedir los fenómenos de pandeo local que, de acuerdo con la teoría se presentarían en columnas con las altas relaciones ancho-espesor (b/t) usadas.

La mayor resistencia a la compresión que presentó el concreto de relleno, con respecto a la mínima especificada (teórica), pudo contribuir en alguna medida a aumentar la resistencia nominal de la columna compuesta, así como la relación entre momentos viga-columna que se utiliza en la verificación de la condición de jerarquía, VD/CF.

La modelación con elementos finitos es una herramienta útil para vislumbrar con anterioridad al ensayo la existencia de concentraciones de esfuerzos en los elementos de la unión, que pueden llegar a ser las causas fundamentales del comportamiento frágil de la conexión durante los ensayos cíclicos cuando se rebasa el límite elástico.

La calibración de los modelos teórico-matemáticos para la conexión estudiada, mediante la aplicación del MEF utilizando el programa Ansys, con respecto a la predicción de la distribución y magnitud de los esfuerzos, y de las deformaciones inelásticas, así como del proceso progresivo de generación del mecanismo de plastificación, de acuerdo con lo esperado, se logró con el modelo inelástico para elementos tipo Solid45, MET-E/30. Y la calibración con respecto a las deflexiones en el extremo de la viga y su correlación con las fuerzas externas aplicadas gradualmente, con el modelo inelástico para elementos tipo BEAM23, MEU-E/30, atendiendo a los fenómenos que generan discrepancias en la zona elástica.

Al comparar los resultados obtenidos en el estudio base del artículo con la investigación de referencia desarrollada por Wu *et al.* (2004) se pudo observar una excelente congruencia de los valores de los momentos y deformaciones, y se corroboró la hipótesis de las causas del estrechamiento de las curvas histeréticas, ya que este fenómeno también se halló en la investigación de referencia para los especímenes ensayados con columnas de paredes delgadas, aunque cabe anotar que en la investigación de Wu *et al.* (2004), no existe referencia explícita al fenómeno de estrechamiento de las curvas histeréticas y mucho menos una explicación de sus causas.

La conexión estudiada en esta investigación, con pernos pasantes y placa extendida, entre una viga IPE-360 y columnas tubulares rellenas de concreto de diferentes espesores, ha sido **calificada**, ya que se cumplió plenamente con los criterios de calificación de conexiones rígidas de la sección 9.2(a) de las Provisiones Sísmicas AISC 2005, pues para una rotación de 0.04 rad. se alcanzó un momento de 420 kN-m, equivalente a $1.6M_p$.

Dada su respuesta inelástica, desde el punto de vista de resistencia, rigidez y ductilidad, se recomienda su uso en estructuras con

pórticos resistentes a momento tipo **DMO**, **DMI** y **DES**, es decir, para zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, que incluye ciudades como Bogotá, siempre y cuando se sigan los requerimientos de diseño para los miembros contenidos en las Especificaciones y Provisiones Sísmicas de AISC 2005 y de FEMA 350, para los elementos de la conexión precalificada empernada con placa extendida y sin atiesadores, tipo BUEP (*Bolted Unstiffened End Plate*), de la sección 3.6.1, y dentro de los límites de los parámetros usados en la presente investigación.

La conexión calificada ofrece ventajas constructivas, pues las soldaduras de junta de penetración completa que incluye se pueden realizar en taller, lo que facilita el trabajo de los soldadores y su control de calidad. Así mismo, el trabajo de campo se reduce a la instalación de los pernos pasantes, cuyo apriete es fácil de controlar en obra.

Nomenclatura

BUEP: *Bolted Unstiffened End Plate- FEMA350*.

CFT: *Concrete Filled Tube*

DMI: capacidad de disipación de energía mínima

DMO: capacidad de disipación de energía moderada

DES: capacidad de disipación de energía especial

E_s : módulo de elasticidad del acero [MPa]

E_c : módulo de elasticidad del concreto [MPa]

f'_c : resistencia nominal del concreto a la compresión

F_u : esfuerzo último o de rotura del acero [MPa]

F_y : esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero [MPa]

K_c : rigidez secante

LVD: *Linear Variable Differential Transformer*

MEU: modelo con elementos unidimensionales

MET: modelo con elementos tridimensionales

$0.8M_p$: momento equivalente al 80% de la resistencia plástica nominal M_p

$M_{0.01}$: momento experimental medido para una rotación de 0.01 rad.

$M_{0.02}$: momento experimental medido para una rotación de 0.02 rad.

$M_{0.04}$: momento experimental medido para una rotación de 0.04 rad.

M_c : momento experimental calculado en la cara de la columna

M_p : momento teórico nominal plástico, $R_y F_y$ [kN-m]

M_{pr} : momento máximo probable, $1.1R_y F_y Z_x$, donde el valor, 1.1, considera los efectos del endurecimiento por deformación en el acero cuando supera la fluencia, lo que incrementa su resistencia posfluencia. [kN-m]

M_y : resistencia a la flexión basada en la iniciación de la fluencia, $F_y S_x$ [kN-m]

PRM: pórticos resistentes a momento

R: coeficiente de capacidad de disipación de energía

R_y : relación entre el esfuerzo de fluencia esperado y el mínimo especificado, Tabla I-6-1, Provisiones Sísmicas AISC 2005. Para el caso del acero ASTM A-36, este valor es igual a 1.5

VD/CF: viga débil/columna fuerte. Condición de jerarquía

S_{pl} : localización teórica de la articulación plástica

Agradecimientos

El presente artículo es producto de un proyecto de investigación desarrollado en la Universidad Nacional de Colombia, gracias al apoyo financiero otorgado por la División de Investigación sede Bogotá, DIB, a través de la Convocatoria Nacional de Investigación 2007, Modalidad 6, "Apoyo a tesis de programas de posgrado", y

asociado al Grupo de Investigación en Estructuras, GIES, en la línea de análisis, materiales y diseño, del Posgrado en Estructuras de la Universidad Nacional, sede Bogotá. Por otra parte, se desea expresar un especial agradecimiento a los profesores de la Unidad de Estructuras del Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola de la Universidad Nacional de Colombia; a Tecmo S. A., a Holcim de Colombia S. A., a Mercantil Ferretera Ltda., al SENA y a la Escuela Colombiana de Ingeniería "Julio Garavito".

Bibliografía

American Institute of Steel Construction. AISC., *Manual of Steel Construction., Load and Resistance Factor Design, LRFD, Specifications and Codes, Third Edition*, EU, 2003.

American Institute of Steel Construction. AISC., *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.*, Ed 2005, Chicago, Illinois, EU, AISC, 2005.

American Institute of Steel Construction. AISC., *Specifications for Steel Buildings.*, Ed 2005, Chicago, Illinois: AISC, 2005.

Applied Technology Council., *Cumulative Damage Test and Fracture Analysis of Bolted-Welded Seismic Moment Frame Connections.*, ATC., ATC 241996.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. AIS., *Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente.*, Cuarta Edición, Bogotá, Colombia: 3R Editores Ltda., NSR-98, 2003.

Cano Cardona, D., Mazo Echeverry, A., *Ensayo Cíclico de Conexiones Sísmicas Resistentes a Momento para Estructuras de Acero.*, Trabajo Final Ingeniero Civil, Facultad de Minas, Universidad Nacional de Colombia, Medellín, 2004.

Federal Emergency Management Agency. FEMA., *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings.*, FEMA 350. Federal Emergency Management Agency. SAC Joint Venture, Washington, EU, 2000.

Federal Emergency Management Agency. FEMA., *Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment-Frame Construction for Seismic Applications.*, FEMA 353, Federal Emergency Management Agency. SAC Joint Venture, Washington, EU, 2000.

Federal Emergency Management Agency. FEMA., *State of the Art Report on Connection Performance.*, Program to Reduce the Earthquake Hazards of Steel Moment-Frame Structures, FEMA 355D, Federal Emergency Management Agency, SAC Joint Venture, Washington, EU, 2000.

Gallo Palma, A., Narváez Cano, J., *Comportamiento de Uniones a Momento en Perfiles de Lámina Delgada Doblados en Frío.*, Trabajo Final Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad Nacional de Colombia, Manizales, 2004.

Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación. ICONTEC., *Norma Técnica Colombiana NTC 2. Siderurgia. Ensayo de Tracción para Materiales Metálicos. Método de Ensayo a Temperatura Ambiente.*, Tercera Actualización, Bogotá, Colombia: ICONTEC, 2007.

Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación. ICONTEC., *Norma Técnica Colombiana NTC 1377. Ingeniería Civil y Arquitectura. Elaboración y Curado de Especímenes de concreto para ensayos de Laboratorio.*, Primera Actualización, Bogotá, Colombia: ICONTEC, 1994.

- Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación. INCONTEC., Norma Técnica Colombiana NTC 673. Concretos. Ensayo de resistencia y compresión de cilindros normales de concreto., Primera Actualización, Bogotá, Colombia: ICONTEC, 1994.
- Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación. INCONTEC., Norma Técnica Colombiana NTC 4025. Concretos. Método de Ensayo para Determinar el Módulo de Elasticidad Estático y la Relación de Poisson en Concreto a Compresión., Primera Actualización, Bogotá, Colombia: ICONTEC, 1994.
- López Guerrero, E., Precalificación de Conexiones para Pórticos de Lámina Delgada. Bogotá, Tesis de maestría en ingeniería de estructuras, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, 2005.
- Pabón Gonzalez, C. F., Posada Giraldo, J. C., Diseño y Ensayo de Conexiones viga-columna en Estructuras de Acero., Trabajo Final Ingeniero Civil, Facultad de Minas, Universidad Nacional de Colombia, Medellín, 2004.
- Uribe Vallejo, M., Calificación de una conexión rígida de una viga I y una columna tubular rellena de concreto bajo la acción de cargas dinámicas., Tesis de Maestría en ingeniería de estructuras, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, 2008.
- Villar Salinas, S., Calificación de Conexiones para Pórticos de Lámina Delgada 2ª parte., Tesis de Maestría en ingeniería de estructuras, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, 2007.
- Wu, L-Y., Chung, L-L., Tsai, Sh-Fu., Shen, T-J., Huang, G-L., Seismic Behavior of Bolted Beam-to-Column Connections for Concrete Filled Steel Tube (CFT)., Department of Civil Engineering, National Taiwan University, National Center for Research on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan. 2004.