



JIFI2018
JORNADAS DE INVESTIGACIÓN
ENCUENTRO ACADÉMICO INDUSTRIAL
FACULTAD DE INGENIERÍA UCV

COMPORTAMIENTO CÍCLICO DE CONEXIONES A MOMENTO TIPO END-PLATE ENTRE PERFILES HSS

Boainy N. Nwar

Universidad Central de Venezuela, Caracas

nwarboainy@hotmail.com

RESUMEN

Este trabajo estudia la respuesta de once especímenes de un prototipo de conexión empernado a momento con planchas de extremo o *End-plate* y diafragmas externos entre perfiles tubulares (HSS) de acero ASTM A500 Grado C. El estudio registra el comportamiento de los especímenes ante el protocolo de carga establecido por SAC y AISC. El desempeño de las conexiones se probó para todas las secciones rectangulares que comúnmente se usan en vigas. Asimismo, se consideró el estudio de dos secciones cuadradas para columnas y una sección mixta acero-concreto. El estudio se basa en simulaciones a través del método de elementos finitos con un modelo calibrado a partir de resultados experimentales obtenidos por González [1]. Se registró la respuesta cíclica de los modelos hasta rotaciones de 0,06 radianes donde se analiza la caída de momento a 0,04 radianes, los esfuerzos equivalentes actuantes en los miembros, las deformaciones plásticas equivalentes, la pérdida de rigidez secante, y la influencia de las relaciones de esbeltez local en la respuesta. Se pudo concluir que esta configuración ofrece resultados favorables comparados con las exigencias de precalificación de AISC. Para grandes secciones de viga, sin embargo, los momentos que aporta este miembro son mayores a los del momento resistente de la mayor sección de columna que ofrece el catálogo venezolano de HSS, y se manifiestan rotaciones inelásticas en la zona del panel y columna. Para ello se analizaron dos configuraciones con columna rellena de concreto que otorgó una rigidez capaz de permitir el desarrollo total de rótulas plásticas en las vigas. El trabajo estudia de manera global el comportamiento de este tipo de conexiones y establece parámetros límite para garantizar un mecanismo de falla idóneo en configuraciones con grandes secciones de viga.

Palabras clave: End-Plate, acero, HSS, MEF, ductilidad

ABSTRACT

This paper is concerned with the cyclic behavior of eleven specimens based on a beam-to-column bolted End-Plate and external diaphragms moment connection prototype between ASTM A500 Grade C HSS members. The study records the behavior of the specimens subjected to the SAC and AISC loading sequence for every rectangular hollow section commonly used as beams on moment frames. Additionally, two square hollow sections and one composite steel-concrete section were considered for its use as columns. The results are obtained through a finite element model calibrated on experimental results collected by González [1]. The loading sequence was performed up to 0,06 rad and five aspects were analyzed: cycle strength degradation, equivalent (Von-mises) stresses in every element, equivalent plastic deformations, secant stiffness degradation, and the influence of width-to-thickness ratios on the cyclic response. The results of this configuration passed the AISC prequalification requirements. However, the two largest beam sections caused inelastic stresses on the column and panel zone principally due to the fact that the

largest column section available on the market failed on delivering the necessary lateral stiffness to induce the plastic hinge on the beam. Consequently, two additional specimens were studied with concrete-filled columns, obtaining higher stiffness values and the development of plastic hinges on the beam. Based on this experience, limiting parameters are presented found to be governing the ideal failure sequence on large beam sections.

Keywords: End-Plate, steel, HSS, FEM, ductility

INTRODUCCIÓN

El avance en las investigaciones dedicadas a las conexiones a momento entre perfiles tipo HSS, ha sido muy lento, por decir lo menos. La mayoría de los estudios se han enfocado en conexiones de cerchas con elementos cargados axialmente, o columnas rellenas de concreto a las que se conectan perfiles abiertos. Su comportamiento no está aún bien documentado y se necesita un número mayor de trabajos enfocados en explicar las variables que controlan su desempeño sísmico. Al momento, no se tienen bases sólidas para el diseño puesto que la norma americana aún no contempla alguna conexión precalificada a momento para su uso con vigas de sección hueca. Por otra parte, el Comité Internacional para el Desarrollo y el Estudio de la Construcción Tubular, CIDECT, ha publicado una serie de guías de diseño que contempla el uso de perfiles tubulares ante cargas principalmente estáticas. No prevé el uso de conexiones empernadas con diafragma externo y su comportamiento ante cargas cíclicas es aún poco conocido.

El uso de los perfiles tubulares en vigas no ha sido importante, por lo que no hay mayor interés en su estudio. Su aplicación en Venezuela, sin embargo, ha sido extenso en vigas. Este fenómeno se debe principalmente a que las secciones tubulares ofrecen varias propiedades favorables, como buen comportamiento a la flexión y resistencia a la torsión. Pero para poder usar las secciones HSS como vigas en zonas activamente sísmicas, es necesario determinar si son capaces de formar rótulas plásticas estables bajo rutinas de carga a flexión cíclica y cuantificar los parámetros que limitan su comportamiento.

En consecuencia, este trabajo busca expandir el entendimiento de las variables que afectan la conducta de las uniones a momento entre perfiles tubulares estructurales, escrutar su desempeño ante cargas cíclicas para la serie de perfiles rectangulares existente en el mercado venezolano, pronosticar su validez como conexión precalificada a momento, y establecer un método unificado de diseño que ayude a los profesionales de la ingeniería estructural a disponer de una herramienta práctica al momento de proyectar su trabajo.

METODOLOGÍA

El procedimiento de diseño desarrollado en este trabajo se basa en AISC 358 para el diseño de conexiones precalificadas a momento en sistemas especiales e intermedios [2], cuyos lineamientos están basados en la especificación para diseño en acero, AISC 360 [3] y en las exigencias sísmicas adicionales contempladas en la AISC 341 [4]. Todo esto, ampliado en la Guía de Diseño 4 de la AISC [5], para planchas extremas en pórticos a momento. Adicionalmente, se usan los lineamientos de la Guía de Diseño para Uniones a Columnas de Perfiles Tubulares Estructurales de la CIDECT [6].

El estudio de los especímenes propuestos se realizará con el programa de análisis en elementos finitos ANSYS, calibrado a partir de un prototipo del cual se tienen resultados experimentales obtenidos por González [1] con una columna de 220x220x9 y viga de 200x70x4,3 con los ciclos

de carga especificados en el Capítulo K de la Norma AISC 341 [4], ejecutados por un actuador que registraba la reacción en el extremo de la viga.

Se usaron tres materiales distintos para la calibración y el modelado del prototipo. La Figura 1 muestra el modelo del material ASTM A500 Grado C [7] con que se modeló la columna y la viga, los diafragmas y rigidizadores que fueron modelados con material ASTM A36 [8] y el material usado para los pernos, el ASTM A325 [9].

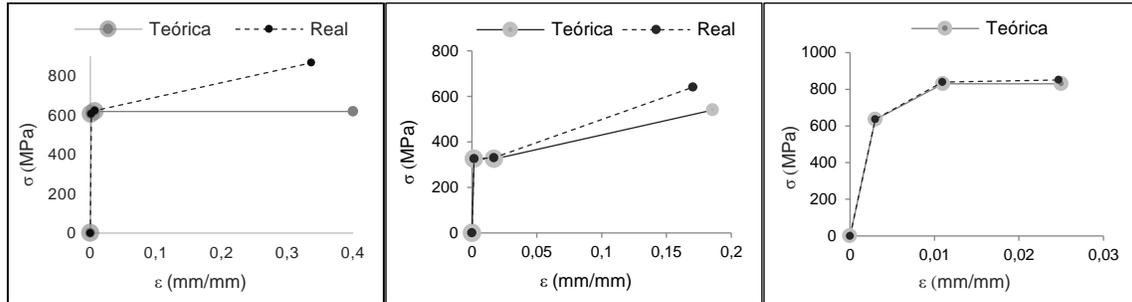


Figura 1 Modelo del material ASTM A500 Grado C (a la izquierda); modelo del material ASTM A36 (en el centro); modelo del material ASTM A325 (a la derecha)

El protocolo de desplazamientos utilizado en el ensayo es el detallado por SAC [10], y AISC 341-16 (Capítulo K) [4], donde se le aplica una serie de desplazamientos discretos al extremo libre de la viga y que corresponden a rotaciones de piso de hasta 0,06 radianes (Figura 2).

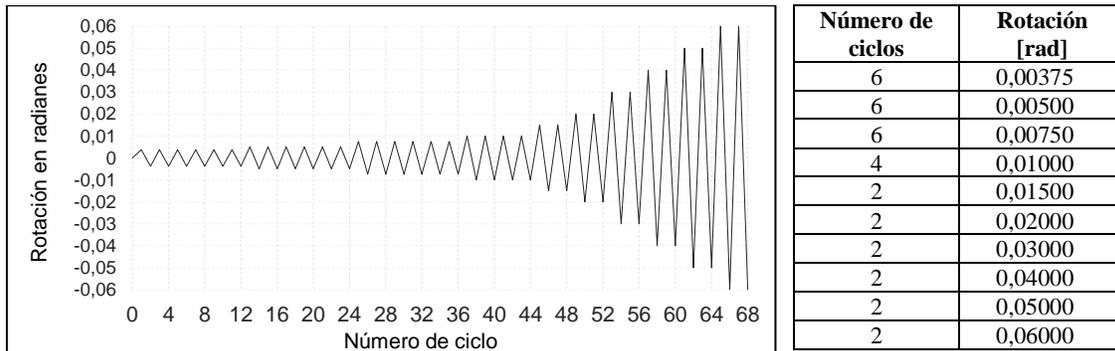


Figura 2 Protocolo de carga usado en la calibración y el análisis

El modelo en EF está basado principalmente en elementos del tipo *sweep* (cubos y paralelepípedos) a excepción de los pernos en los que se hizo necesario el uso de elementos tipo tetraedros. Posteriormente se procedió a ejecutar un protocolo de desplazamientos en el extremo de la viga, donde se registra la historia de esos desplazamientos versus el momento en ese extremo del miembro. El proceso de calibración exigió un ensayo con distintos valores de módulos de cedencia y refinado de malla hasta que los resultados obtenidos se asemejaron a los experimentales. La comparación del modelo calibrado en MEF con los resultados experimentales es la que se muestra en la Figura 3. Se logró obtener un diagrama de histéresis donde los momentos pico y su caída en cada ciclo eran casi idénticos al experimental. Consecuentemente, se aplica la configuración con la que se obtuvieron resultados ajustados a los experimentales a los especímenes especificados en la Tabla 1.

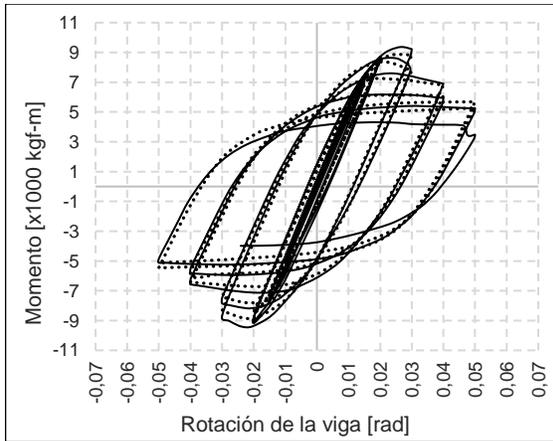


Figura 3 Comparación del modelo experimental (en línea sólida) con el modelo calibrado en elementos finitos (línea punteada) para ciclos de hasta 0,05 rad

Tabla 1. Especímenes para el análisis; secciones de viga y columna		
Nombre espécimen	Sección de Columna [mm]	Sección de viga [mm]
P1	220x220x9	180x65x4
P0 ¹	220x220x9	200x70x4.3
P2	220x220x9	220x90x4.5
P3	220x220x9	260x90x5.5
P4	220x220x9	300x100x5.5
P5	220x220x9	300x100x7
P6	260x260x11	320x120x7
P7	260x260x11	320x120x9
P8	260x260x11	350x170x9
P9	260x260x11	350x170x11
P8-C ²	260x260x11	350x170x9
P9-C ²	260x260x11	350x170x11

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

El comportamiento general de los once especímenes se puede dividir en dos grupos. El primero comprende los modelos P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8-C Y P9-C. En ellos se observó un desarrollo de rótulas plásticas ubicadas exclusivamente en la viga a la mitad de la altura de la sección ($d/2$) desde la plancha extrema. En contraste, los modelos P8 Y P9 experimentaron rotaciones inelásticas originadas en la columna y la zona del panel. En el primer grupo todos los miembros trabajan en el rango elástico a excepción de la viga, donde se genera plasticidad en la rótula. Por el contrario, el segundo grupo muestra esfuerzos equivalentes que superan el límite elástico del material en columnas y diafragmas; los esfuerzos plásticos no se llegan a desarrollar en su totalidad en la viga, desplazándose hacia la zona del panel, donde se generan las rotaciones inelásticas (Figura 4). La solución a este problema se presenta con P8-C y P9-C, con las mismas características originales de los modelos P8 y P9 respectivamente, ahora con la adición de concreto en el interior de la columna.

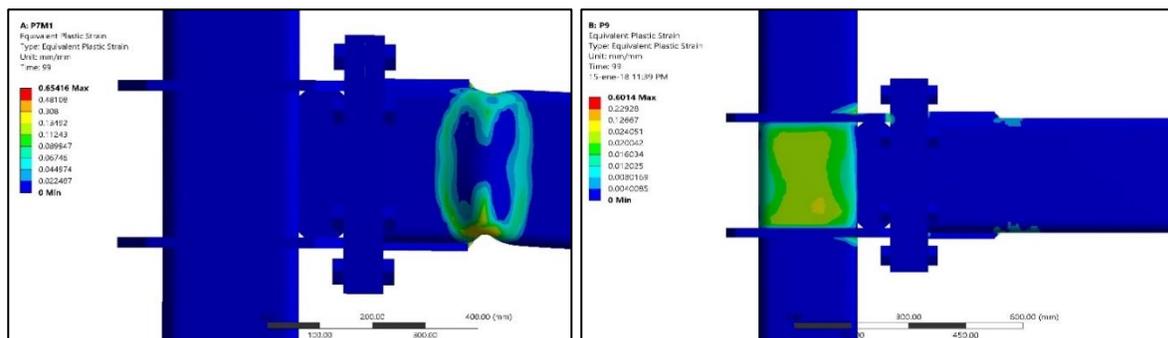


Figura 4 Esfuerzos plásticos equivalentes del primer grupo (izq.) y del segundo grupo (der.)

¹ Prototipo de calibración

² Columna rellena de concreto

El registro de los momentos resultantes en cada ciclo para todos los modelos, es similar al presentado en la Figura 5 que corresponde al modelo P5. La caída inicial de momento ocurre en los ciclos de 0,03; 0,04 y 0,05 (Tabla 2); a partir de entonces, se observa una caída sostenida de momento en los ciclos subsiguientes.

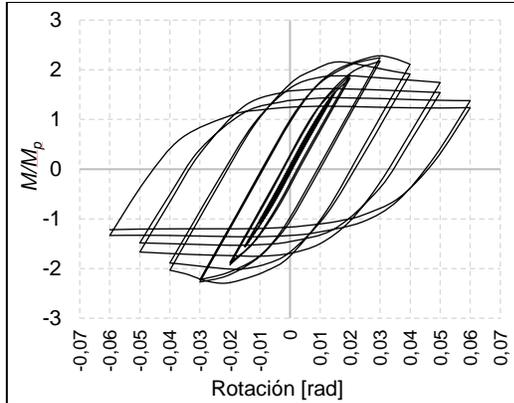


Figura 5 Ciclo de histéresis del modelo P5

Modelo	Ciclo
P0 P1 P2 P3 P4 P6 P8-C	0,03
P5 P7	0,04
P9-C	0,05

La degradación de la resistencia en el segundo ciclo de 0,04 radianes a partir del ciclo de máximo momento se presenta en la Tabla 3. Según lo observado, se pueden mencionar tres grupos: el primero tuvo las caídas de momento más dramáticas (P2, P4, P0, P3, P6, P8-C); con una caída promedio de 35% después de alcanzar el ciclo de mayor momento. El segundo grupo tuvo una degradación de alrededor de 20%; donde se encuentran los modelos P1 y P5. El tercer grupo comprende los dos especímenes con menor caída de resistencia: P7, que registró 5%, y P9-C, donde la caída de momento no inició sino hasta el ciclo de 0,05 radianes. La Figura 6 muestra la relación del momento registrado a 0,04 radianes ($M_{0,04}$) versus el momento de precalificación ($0,8M_p$).

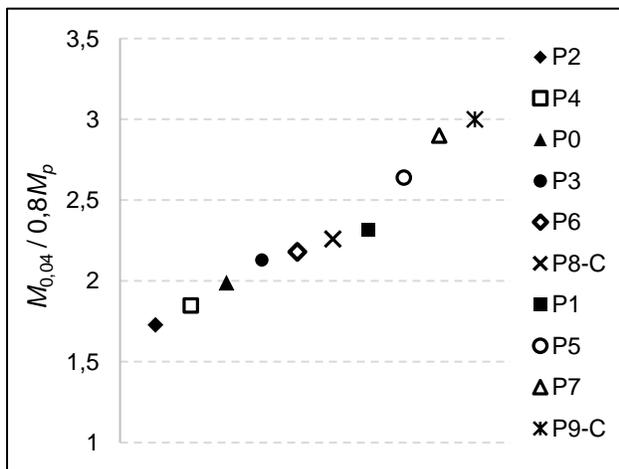


Figura 6 Relación de momento a 0,04 rad con respecto al momento de precalificación

Espéc.	M_{max} [kgf-m]	M_{pr} [kgf-m]	Ciclo 1	Ciclo 2
P1	7.179	5.169	15%	22%
P0	9.306	6.787	26%	33%
P2	12.405	9.285	35%	42%
P3	20.423	14.625	22%	30%
P4	25.954	19.414	29%	38%
P5	35.321	24.118	9%	17%
P6	41.831	29.137	22%	30%
P7	55.259	36.378	3%	5%
P8-C	72.407	50.124	20%	30%
P9-C	95.802	59.782	0%	0%

Por otra parte, se estudia la influencia de la relación ancho-espesor y alto-espesor de las vigas en la forma en que se degrada la resistencia de la viga. La figura 7 muestra cómo los modelos con menores relaciones alto y ancho-espesor en su viga, tienen también las menores caídas de

momento. En contraste, los modelos con mayor valor en estas relaciones sufrieron degradaciones de momento mayores. Se encontró que la relación que tiene más influencia es ancho espesor (b/t), pero la correspondencia entre estas dos relaciones en conjunto, influyen en la respuesta final.

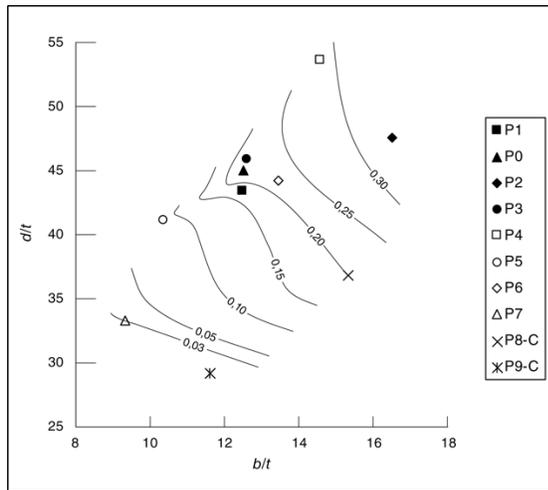


Figura 7 Influencia de la relación ancho-espesor (b/t) y alto-espesor (d/t) en la caída de momento en el segundo ciclo de 0,04 radianes

CONCLUSIONES

Los modelos P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8-C y P9-C cumplen con las exigencias del Capítulo K de la AISC 341 para su uso en sistemas especiales e intermedios a momento según los límites de lo que se ha podido determinar en términos numéricos y dentro del alcance de la investigación.

Los modelos P8 y P9 no cumplen con las exigencias del Capítulo K de la AISC 341 para su uso en sistemas especiales e intermedios a momento puesto que el mecanismo plástico de falla no se desarrolla principalmente en la viga. Por el contrario, la gran parte de las rotaciones inelásticas se producen en los diafragmas y en la columna. Su implementación, por lo tanto, es inaceptable.

Los factores que gobiernan una respuesta elástica en la zona del panel y columna son: la relación de momentos viga-columna — columna fuerte-viga débil —, y la relación de espesores diafragma-columna.

El relleno de concreto estructural en la columna ofrece una solución viable para el problema de valores muy altos de momentos aportados por la viga con respecto al momento resistente de la columna. Se otorga una rigidez suficiente que permite la plastificación en la viga.

El análisis del desarrollo de los esfuerzos equivalentes en los distintos elementos de la conexión ha permitido determinar que en la mayoría de los modelos las rotaciones inelásticas se producen casi exclusivamente en la viga. Sólo en el modelo P9-C se detectaron deformaciones plásticas significativas que se tradujeron en participación de los diafragmas en la rotación plástica total. Por lo tanto, se logra garantizar un comportamiento elástico en la zona del panel y especialmente en la columna, siguiendo el patrón de falla ideal en este tipo de sistemas. Los valores máximos se registran en la zona donde se genera la rótula plástica de la viga.

El estudio de las deformaciones plásticas unitarias de los especímenes en estudio muestra que sus valores y distribución son congruentes con los esfuerzos equivalentes que se extienden a lo largo de todos los elementos. La viga en particular, muestra deformaciones en forma ovalada que típicamente describe la rótula plástica en secciones tubulares. Los valores máximos se ubicaron siempre en las esquinas del perfil extendiéndose hacia las alas.

Las planchas de extremo y rigidizadores de panel tuvieron en todos los modelos un comportamiento elástico y no desarrollaron en ningún caso esfuerzos significativos. Las planchas extremas no evidenciaron desarrollo de las líneas de cedencia, por lo que se puede concluir que su comportamiento fue «grueso», y no indujeron fuerzas de palanca en los pernos.

Los pernos, pretensionados según los valores que exige AISC, exhibieron un comportamiento elástico en los ciclos de desplazamiento donde su sollicitación fue máxima. No se evidenció un patrón de esfuerzos tal que indicara apalancamiento, lo que es congruente con el comportamiento exhibido por las planchas de extremo. Además, los momentos máximos alcanzados estuvieron siempre por debajo del momento en los pernos.

Los rigidizadores de cubierta cumplieron con su función de forzar la aparición de la plastificación de la sección total de la viga en un punto determinado por el diseño. La ubicación de este punto está suficientemente alejada del extremo de la viga, lo que permite que los esfuerzos en la soldadura viga-plancha extrema sean mínimos a la vez que es suficientemente cercana al extremo del miembro como para que el tamaño de la plancha de cubierta no sea excesivo y pueda garantizar eficiencia costo-desempeño.

La deformada global de la rótula plástica que se desarrolla en la viga coincide con la forma y desplazamiento de las paredes del perfil evidenciado en trabajos como los de González [1] y Fadden [11], tanto en sus resultados de ensayos a escala real, como en los análisis numéricos.

La caída de la rigidez secante es, similar a la degradación del momento resistente, controlada por las relaciones de esbeltez de la viga. Secciones de viga más gruesa garantizan una caída de rigidez lateral menor entre ciclos de carga.

La investigación corroboró la influencia que tienen las relaciones ancho-espesor y alto-espesor en la respuesta de la viga. Valores bajos en estas relaciones ofrecen un comportamiento más estable y rígido, a la vez que la disipación de energía es máxima.

REFERENCIAS

- [1] González, F. (2016). *Comportamiento de Conexión a Momento Empernada (Viga-Columna) entre Perfiles Tubulares de Acero Conformados en Frío (HSS)*. Caracas: Universidad Central de Venezuela.
- [2] AISC. (2016a). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. 358. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- [3] AISC. (2016b). *Specification for Structural Steel Buildings*. 360. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- [4] AISC. (2016c). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. 341. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- [5] Murray, T. (1988). *Recent Developments for the Design of Moment End-Plate Connections*. New York, EE.UU.: Elsevier Applied Science.
- [6] Kurobane, Y., Packer, J., Wardenier, J., & Yeomans, N. (2005). *Guía de Diseño para Uniones a Columnas de Perfiles Tubulares Estructurales*. Alemania: Comité International le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire.

- [7] ASTM. (2007). *Standard Specification for Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes*. ASTM A500M.
- [8] ASTM. (1997). *Standard Specification for Carbon Structural Steel*. ASTM A36M.
- [9] ASTM. (2014). *Standard Specification for Structural Bolts, Steel, Heat Treated, 120/105 ksi Minimum Tensile Strength (Withdrawn 2016)*. ASTM A325.
- [10] SAC Joint Venture. (1997). *Protocol for Fabrication, Inspection, Testing, and Documentation of Beam-Column Connection Tests and Other Experimental Specimens*. Sacramento, EE.UU.: SAC Joint Venture.
- [11] Fadden, M. (2013). *Cyclic Bending Behavior of Hollow Structural Sections and their Application in Seismic Moment Frame Systems*. Michigan, EE.UU.: Tesis de Doctorado. University of Michigan.