

## DESEMPEÑO SÍSMICO DE CONEXIONES A MOMENTO TIPO END-PLATE EN SISTEMAS ESTRUCTURALES A MOMENTO CON COLUMNAS TUBULARES HSS Y VIGAS DE ALMA ABIERTA

Torres, Ronald<sup>1</sup>; Nuñez, Eduardo<sup>2</sup>; Herrera, Ricardo<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Universidad Central de Venezuela. Facultad de Ingeniería. Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME). [ronald.imme@gmail.com](mailto:ronald.imme@gmail.com)

<sup>2</sup> University Austral of Chile

<sup>3</sup> Department of Civil Engineering, University of Chile, Av. Blanco Encalada 2002, Piso 4, 8370449 Santiago, Chile. ([ri.herrer@ing.uchile.cl](mailto:ri.herrer@ing.uchile.cl))

### RESUMEN

El uso de perfiles tubulares cuadrados (Hollow structural sections-HSS), proporcionan una alternativa para edificaciones en acero ubicadas en zonas sísmicas, aumentando la redundancia estructural sin incorporar arriostramientos y mejoran el desempeño a diferencia de otras secciones de columnas. Las columnas HSS han mostrado un desempeño satisfactorio bajo acciones sísmicas, según lo observado en el Sismo de Honshu (2011). El objetivo de ésta investigación es proponer una nueva conexión a momento, llamada "EP-HSS", empleando una viga I y columnas tubulares HSS mediante una configuración fuera del rango de precalificación establecido en ANSI/AISC 358-10, como una alternativa a la configuración tradicional de pórticos a momento según normas vigentes. Se realizó un estudio analítico, numérico y experimental basado en los protocolos indicados en ANSI/AISC 341-10, obteniendo como resultados que la conexión "EP-HSS" permite concentrar la acción inelástica únicamente en la viga, evitando concentración de tensiones en la columna y alcanzar una elevada capacidad de disipación de energía, asegurando un desempeño satisfactorio bajo acciones sísmicas sin manifestación de mecanismos de falla frágil, tal como lo especifican las normas vigentes para diseño de conexiones en zonas sísmicas.

*Palabras Clave: desempeño, conexiones a momento, estudio numérico, estudio experimental, diseño sísmico*

### ABSTRACT

The use of square tubular profiles (HSS) provides an alternative for steel buildings located in seismic zones, increasing structural redundancy without incorporating braces and improving performance unlike other column sections. The HSS columns have shown a satisfactory performance under seismic actions, as observed in the Honshu earthquake (2011). The objective of this research is to propose a new connection at moment, called "EP-HSS", using a beam I and HSS tubular columns by means of a configuration outside the prequalification range established in ANSI / AISC 358-10, as an alternative to the traditional porticoes configuration according to current regulations. An analytical, numerical and experimental study was carried out based on the protocols indicated in ANSI / AISC 341-10, obtaining as results that the connection "EP-HSS"

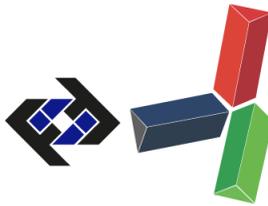
allows to concentrate the inelastic action only on the beam, avoiding stress concentration in the column and to achieve a high energy dissipation capacity, ensuring a satisfactory performance under seismic actions without manifestation of fragile failure mechanisms, as specified by the current standards for connection design in seismic.

*Keywords: Performance, Connections at moment, Numerical study, Experimental study, Seismic design.*

## INTRODUCCIÓN

Los sismos de Northridge (1994) y Kobe (1995) mostraron las deficiencias en el desempeño sísmico de edificaciones en acero, principalmente en el comportamiento de sus conexiones, marcando el inicio de una búsqueda de nuevas alternativas en configuraciones de sistemas estructurales en acero y sus conexiones con capacidad de alcanzar un aceptable nivel de desempeño. En dichos eventos, se observó daño en conexiones viga-columna en más de 500 edificaciones, las cuales, experimentaron pandeo local en alas y alma de columnas, fractura de soldaduras, concentración de tensiones en zonas soldadas debido a la deficiente inspección, diseño inadecuado de soldaduras, relación ancho-espesor insuficiente y Resistencia esperada mayor que la Resistencia nominal de los materiales, evidenciando que el concepto de comportamiento dúctil en pórticos a momento en acero estaba incompleto. Después de numerosos estudios realizados por el Consejo de Tecnología Aplicada, el Consorcio de Universidades y la Sociedad de Ingenieros Civiles de California, se presentó una propuesta en [8], donde 9 conexiones fueron propuestas como una alternativa a las diseñadas anteriormente, mostrando un mejor comportamiento en términos de rigidez y resistencia. Posteriormente fue introducido el [2], con 8 conexiones para el uso de conexiones a momento en zona sísmica donde solo una conexión emplea perfiles tubulares HSS. Dicha conexión contempla el uso de columnas HSS rellenas de concreto y las vigas están conectadas a la columna empleando unos conectores patentados. Adicionalmente, el Sismo de Honshu (2011) mostró que edificaciones con pórticos de acero y columnas HSS alcanzaron un desempeño satisfactorio. Actualmente, las investigaciones de conexiones a momento han estado enfocadas principalmente en conexiones soldadas entre vigas I y columnas HSS, vigas HSS con columnas HSS y vigas I con columnas I (soldadas y apernadas).

Fadden M. [7], estudió el comportamiento cíclico entre vigas HSS y columnas HSS unidas mediante una conexión soldada, la cual al evidenciar un pobre desempeño se refuerza con planchas de acero logrando un mejor desempeño. No fue contemplado el uso de conexiones apernadas siendo necesario soldar en campo para su ejecución en obra. Gholami M. [9], estudió el comportamiento de conexiones soldadas entre vigas I con columnas construida de panchas soldadas (Box section), encontrando un desempeño adecuado cuando se incorporan planchas en alas y alma de la viga, donde la soldadura en campo sería necesaria para poder emplearla en obras. Recientemente, Chao Yang [6] llevó a cabo una investigación donde el comportamiento de la conexión “ConXL” fue caracterizada a partir de modelos numéricos empleando MEF, sin rellenar las columnas de concreto. Los resultados evidenciaron que la configuración puede alcanzar un mecanismo de falla dúctil como se contempla en [3], el mecanismo de falla dúctil



asociado a la plastificación de la viga se modifica cuando la carga axial es mayor que 0.4 veces la carga axial cedente. Blaž Čermelj [4][5], estudiaron secciones cuadradas tipo Box section con vigas I conectadas mediante planchas soldadas. El estudio numérico calibrado a partir de ensayos experimentales previos mostró que la soldadura de penetración complete es fundamental en este tipo de conexiones, lo cual trae como consecuencia la necesidad de soldar en campo.

De lo anteriormente expuesto, surge la necesidad de estudiar una conexión viga columna con vigas I a columnas HSS, tipificada como una conexión a momento de pórticos especiales a momento en edificaciones de acero apertada cumpliendo con protocolos establecidos en [1][2], empleando métodos analíticos, numéricos y experimentales que permitan aprovechar las ventajas de las secciones HSS en columnas, evitando el uso de soldadura en campo.

## METODOLOGÍA

La conexión EP-HS (End-Plate to Hollow Structural Section), es una alternativa para conexiones a momento en edificaciones de acero, donde las vigas I son conectadas a columnas HSS. La configuración tiene planchas extremas (end-plate) conectadas mediante pernos de alta resistencia, diafragmas externos horizontales en la columna HSS que transfieren la resistencia de flexión de la viga. La soldadura empleada es de penetración complete ejecutada en taller, lo cual permite un montaje en obra sin uso de soldadura en campo. En esta investigación, las dimensiones de los elementos son obtenidos a partir del diseño sísmico de una edificación de 4 niveles con pórticos a momento en ambas direcciones según [1][2]. Una vez fue realizado el proceso de diseño, se obtuvieron los siguientes elementos: viga IPE-200, columna ECO220x220x9 mm, pernos ASTM-A325 de 3/4", dos planchas extremas de 22mm, dos diafragmas horizontales de 16mm de espesor y un diafragma vertical de 8mm de espesor, tal como puede verse en la Figura 1.

Tabla 1. Propiedades nominales de los materiales.

Elemento	Designación	Tensión cedente (MPa)	Tensión de rotura (MPa)
Columna HSS: ECO 220x220x9 Viga: IPE-200	ASTM-A-500 Gr. B	350	400
	ASTM-A-36	250	400
Plancha extrema (end-plate)	ASTM-A-36	250	400
Diafragmas	ASTM-A-36	250	400
Pernos de alta resistencia	ASTM-A-325	630	840

Nota: el Módulo de Young para todos los aceros fue asumido como  $E = 210,000$  MPa, coeficiente de Poisson  $\nu = 0.3$ .

Se realizó el estudio de la conexión empleando líneas de cedencia con el fin de evidenciar los mecanismos de falla en las conexiones estudiadas. Posteriormente se realizó el estudio empleando métodos numéricos (ANSYS 2014), logrando obtener por dos vías distintas los patrones de falla asociados a la conexión en estudio.

El estudio experimental se llevó a cabo según lo establecido en el capítulo K de la norma [1], donde mínimo 3 especímenes debe ser realizados. Los especímenes ensayados tienen las mismas

características del modelo EP-HSS (1). El modelo EP-HSS (2) no fue ensayado debido a que se obtuvo una calibración aceptable del modelo EP-HSS (1). La instrumentación consiste de 3 LVDT (linear variable speed power transformer) que capturan el desplazamiento deseado.

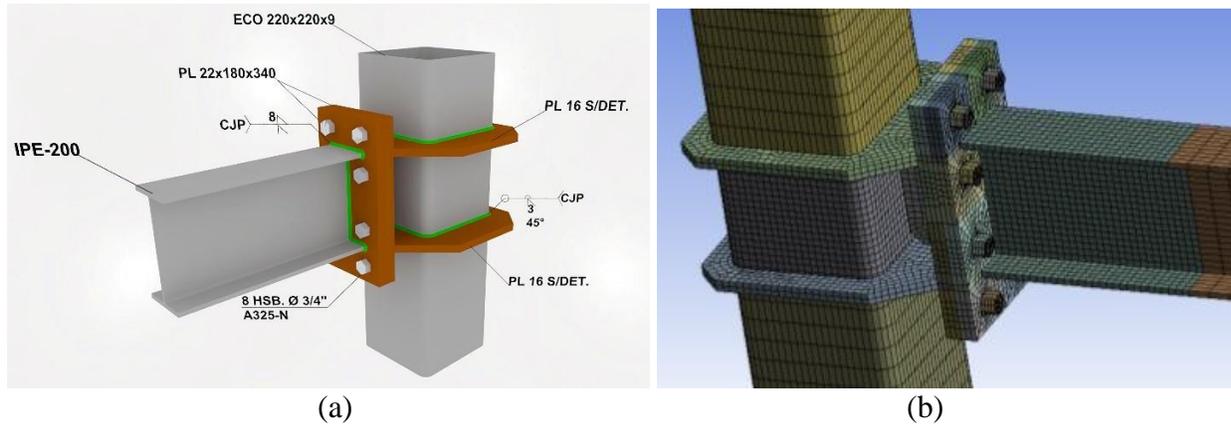


Figura 1. (a) Detalles de la conexión EP-HSS. (b) Modelo numérico

El LVDT-1 fue localizado en el actuador en el extremo de la viga, obteniendo así el desplazamiento aplicado. Los LVDT-2 and LVDT-3 fueron localizados en los extremos de la columna para verificar que no existía desplazamiento de dichos puntos tal como se indica en la Figura (2). La capacidad de carga del actuador es de 50 tonf y su máximo desplazamiento es de  $\pm 125\text{mm}$ . Las especificaciones del actuador son Force Transducer, modelo 661.23F -01 SN: 0375349 fabricado por MTS Systems Corporation USA.

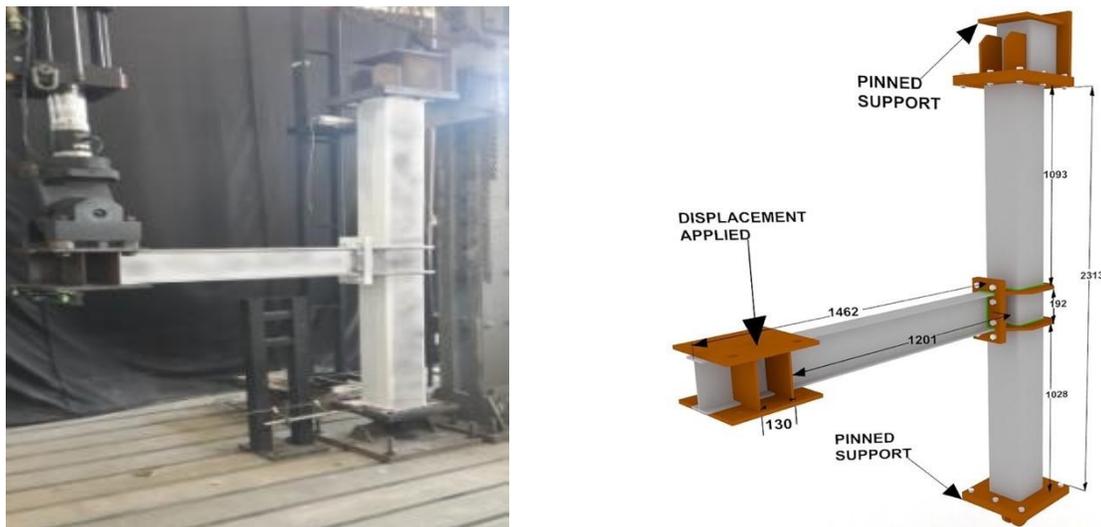


Figura 2. Dimensiones e instrumentación del modelo EP-HSS (1) ensayado.

El desplazamiento aplicado por el actuador se realizó según esquema indicado en figura 3, el cual describe el protocolo de carga descrito según AISC-341-2010, capítulo K.

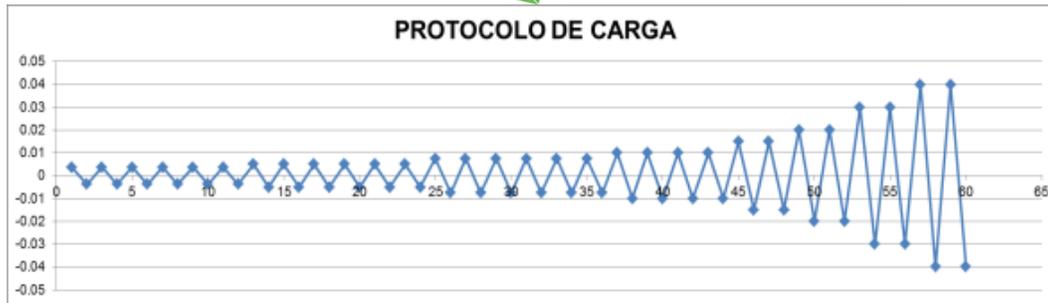


Figura 3. Protocolo de carga

## RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los resultados mostraron lo siguiente: el espécimen 1 alcanzó una carga máxima de 65.26 KN y 1.79 veces la resistencia nominal a flexión de la viga y un máximo de deriva de 0.06 radianes. Los ciclos histeréticos muestran una rigidez estable hasta una rotación de 0.01 radianes donde la degradación fue del 8%, alcanzado una degradación del 65% para una rotación de 0.04 radianes debido a la incursión inelástica de la viga respecto a la rigidez inicial. La columna y elementos de conexión no experimentaron incursión inelástica. Es importante destacar, que el espécimen 1 muestra una perturbación inicial en las curvas debido a un desacople en la fase experimental inicial, el cual fue resuelto sin mayores inconvenientes. El espécimen 2 alcanzó una carga máxima de 71.9 KN y 1.97 veces la resistencia nominal a flexión de la viga y un máximo de deriva de 0.05 radianes. Los ciclos histeréticos muestran una rigidez estable hasta una rotación de 0.01 radianes donde la degradación fue del 13%, alcanzado una degradación del 64% para una rotación de 0.04 radianes debido a la incursión inelástica de la viga respecto a la rigidez inicial. La columna y elementos de conexión no experimentaron incursión inelástica. El espécimen 3 alcanzó una carga máxima de 70.7 KN y 1.93 veces la resistencia nominal a flexión de la viga y un máximo de deriva de 0.05 radianes. Los ciclos histeréticos muestran una rigidez estable hasta una rotación de 0.01 radianes donde la degradación fue del 5%, alcanzado una degradación del 60% para una rotación de 0.04 radianes debido a la incursión inelástica de la viga respecto a la rigidez inicial. La columna y elementos de conexión no experimentaron incursión inelástica. En la Tabla (2) se muestra un resumen de los valores obtenidos en los modelos numéricos y los ensayos.

Tabla 2. Resumen de máximos valores obtenidos en modelos numéricos y ensayos.

Tipo de conexión	Carga Máxima (KN)	Desplazamiento Máximo (mm)	Rigidez inicial (KN/mm)	Energía disipada (N.m)	Momento máximo (KN.mm)	Rotación máxima (rad)
EP-HSS (1)	66.14	76	4979	40532	99.20	0.05
EP-HSS (2)	66.46	76	4844	36171	99.69	0.05
Test 1	65.26	90	6933	58140	97.89	0.06
Test 2	71.90	75	7451	44126	107.85	0.05
Test 3	70.70	75	6519	53543	106.05	0.05

En las Figura (4) se presenta el resultado del ensayo del espécimen 2, se presentó repetitividad en el desempeño de los ensayos, teniendo un incremento de rigidez en los especímenes 2 y 3 respecto al 1. Adicionalmente, los valores de resistencia a flexión son ampliamente superados respecto a los criterios establecidos en [1].

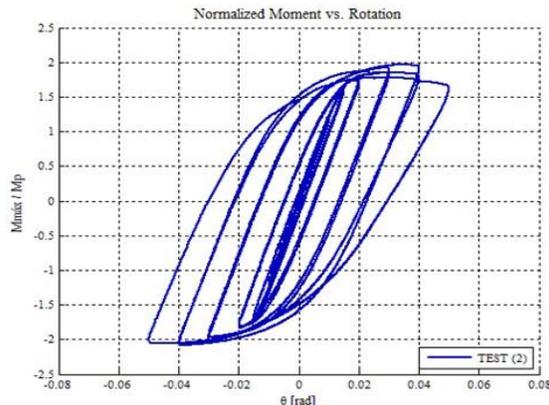


Figura 4. Resultados del espécimen 2.

Los modelos numéricos muestran un desempeño similar aun cuando los modelos tienen espesores diferentes de plancha extremas, asegurando el desempeño requerido por la norma antes citada. La Figura (5) muestra una comparación entre los modelos numéricos y experimentales, obteniendo una ligera diferencia en cuanto a rigidez y resistencia. La Figura (6), muestra que los especímenes ensayados alcanzan una mayor energía disipada respecto a los modelos numéricos debido a la mayor rotación alcanzada en la fase experimental, propia de la física del fenómeno estudiado respecto a los posibles problemas de convergencia para ciclos mayores a 0.05 radianes. En particular, el espécimen 1 disipa 1.6 veces más que el modelo numérico EPHSS (2) y 1.4 veces más que el modelo numérico EP-HSS (1). El espécimen 2 disipa 1.2 veces más que el modelo numérico EP-HSS (2) y 1.1 veces más que el modelo numérico EP-HSS (1). El espécimen 1 disipa 1.5 veces más que el modelo numérico EP-HSS (2) y 1.3 veces más que el modelo numérico EP-HSS (1). La Tabla 3 muestra una comparación de las relaciones entre las resistencias a flexión nominal, plástica y esperada respecto a las resistencias a flexión obtenidas, notando que los modelos numéricos y los ensayos alcanzan una resistencia a flexión más grande que la nominal establecida en [1][2]. El amortiguamiento equivalente mostrado en Figura (6) evidencia niveles de amortiguamiento elevados para rotaciones mayores a 0.01 radianes con tendencias similares.

Tabla 3. Comparación de resistencias a flexión obtenidas en modelos numéricos y ensayos.

Tipo de conexión	M / Mp	M / Mpe	M / 0.8Mp
EP-HSS (1)	1.80	1.21	2.26
EP-HSS (2)	1.82	1.21	2.27
Test 1	1.79	1.19	2.23
Test 2	1.97	1.31	2.46
Test 3	1.93	1.29	2.42

Nota: M: Momento obtenido, Mp: Momento Plástico, Mpe: Momento plástico esperado.

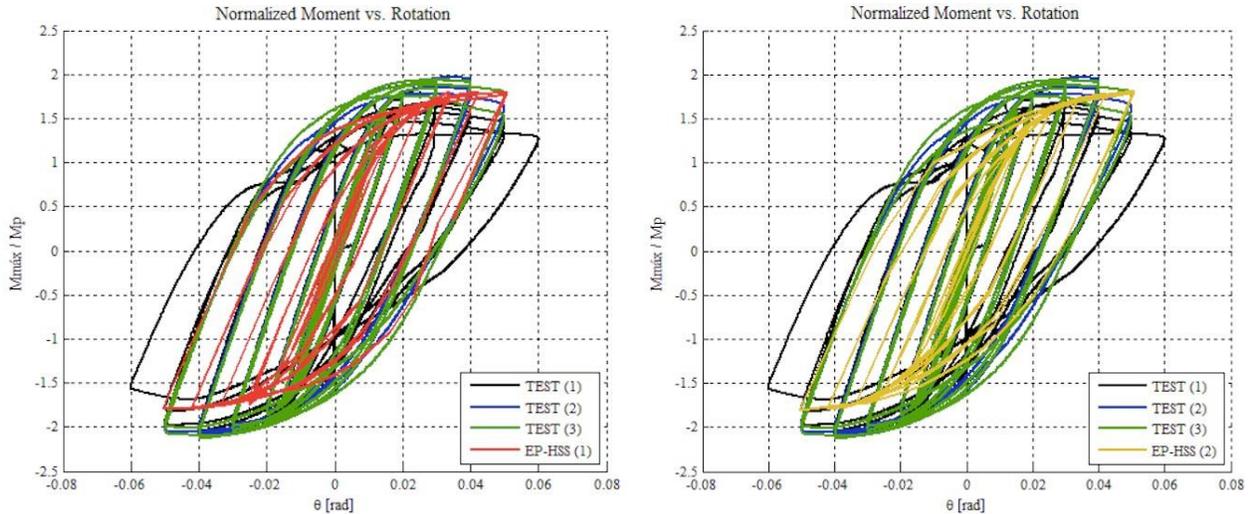


Figura 5. Comparación de momentos normalizados vs rotación entre modelos numéricos y ensayos.

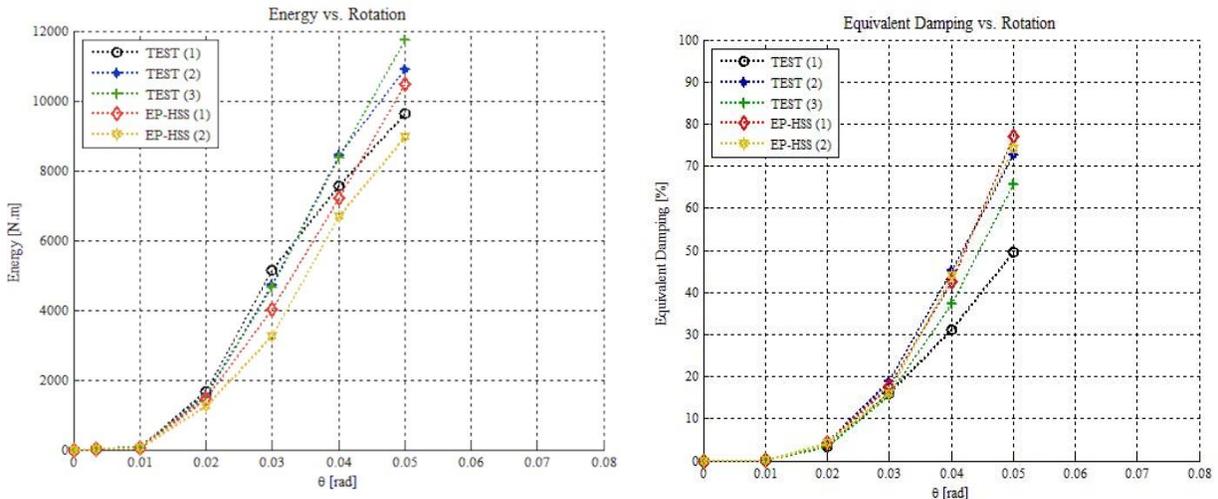


Figura 6. Comparación del amortiguamiento equivalente y energía disipada entre modelos numéricos y ensayos.

## CONCLUSIONES

Se verificó un patrón de falla alternativo según lo establecido en [2] para planchas extremas en conexiones a momento, notando que es posible establecer uno alternativo con una reducción del 16%, sin evidencia de fallas frágiles. Las simulaciones de los modelos EP-HSS (1) y EP-HSS (2), mostraron un desempeño adecuado alcanzando una resistencia a flexión de 1.8 veces la

resistencia nominal a flexión y una capacidad de rotación de 0.05 radianes. Las fallas se concentran en la viga, cumpliendo con la filosofía del diseño sísmico para pórticos especiales a momento, permitiendo que la incursión inelástica se concentre en las vigas sin alcanzar elementos de la conexión. Tres ensayos a escala real del modelo EP-HSS (1) fueron realizados, obteniendo un desempeño adecuado donde la resistencia excede ampliamente la resistencia nominal a flexión sin evidenciar fallas frágiles. Los elementos de conexión y columna permanecen elásticos durante todo el ensayo, gracias a la incursión inelástica concentrada en la viga. Finalmente, la conexión a momento EP-HSS (1) es una alternativa para conexiones a momento entre vigas I con columnas tubulares HSS, cumpliendo con los criterios normativos establecidos en [2] y la filosofía de diseño sísmico vigente.

## REFERENCIAS

- [1] AISC: ANSI/AISC 341-10. Seismic provisions for structural steel buildings. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction; 2010.
- [2] AISC: ANSI/AISC 358-10. Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction; 2010.
- [3] ANSYS. ANSYS. Theory reference. Canonsburg, PA: ANSYS Inc.; 2005. [1]
- [4] B. Čermelj, D. Beg, Cyclic behaviour of welded stiffened beam-to-column joints — experimental tests, *Steel Constr.* 7 (2014) 221–229. [1]
- [5] Blaž Čermelj, Primož Može, y Franc Sinur. On the prediction of low-cycle fatigue in steel welded beam-to-column joints. *Journal of Constructional Steel Research* Volume 117, February 2016, Pages 49–63.
- [6] Chao Yang, Jun-Fen Yang, Ming-Zhou Su, Cheng-Zong Liu (2016). Numerical study on seismic behaviors of ConXL biaxial moment connection. *Journal of Constructional Steel Research* Volume 121, June 2016, Pages 185–201.
- [7] Fadden M. Cyclic Bending Behavior of Hollow Structural Sections and Their Application in Seismic Moment Frame Systems. (Dissertation) Ann Arbor: University of Michigan; 2013.
- [8] Federal Emergency Management Agency (FEMA). Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings (FEMA-350). Washington, D.C.; 2000.
- [9] Gholami M., Deylami A., Tehranizadeh M. Seismic performance of flange plate connections between steel beams and box columns. *Journal of Constructional Steel Research* Volume 84, May 2013, Pages 36–48.