

**STATE OF THE ART IN QUALIFICATION OF CONNECTIONS RIGID  
METALLIC BEAM COLUMN****ESTADO DEL ARTE EN CALIFICACIÓN DE CONEXIONES RÍGIDAS  
METÁLICAS VIGA COLUMNA****MSc (c). Carlos Mauricio Torres Torres, PhD. Ricardo Cruz Hernández**

**Universidad Industrial de Santander**, Escuela de ingeniería Civil.  
Cr. 27 con Cl. 9, Ciudad Universitaria, Of. 321 DI, Bucaramanga, Santander, Colombia.  
E-mail: carlostorres720420@yahoo.es, racruz@uis.edu.co

**Abstract:** After the earthquakes at Northridge in 1994 and Kobe in 1995, a research process led by FEMA and AISC begins aimed to establish the causes of failure and proposals of recommendations on connections of Steel Moment Resisting Frames. The purpose of this research is to prevent the collapse of these structures. This article is intended to review the studies and tests qualifications that have been done so far, according to previous and new specifications and; this review aims to present to the community the progress in this kind of research and thus leading to the qualification of connections to obtain a good performance at the earthquake.

**Keywords:** Qualification of connections, metallic Union, Loads Recurrent.

**Resumen:** Después de los sismos de Northridge en 1994 y de Kobe en 1995, se inició un proceso de investigación liderado por FEMA Y AISC, encaminado a establecer las causas de falla y proponer las recomendaciones a tener en cuenta en las conexiones de pórticos resistentes a momento para estructuras de acero. El propósito de estas investigaciones es evitar el colapso de este tipo de estructuras; aquí se presentan la revisión de los estudios y calificaciones que se han realizado hasta el momento, acorde a la normatividad anterior y la que se encuentra vigente en la actualidad; esta revisión pretende presentar a la comunidad el avance en este tipo de investigaciones y de esta manera motivar la calificación de conexiones que permitan obtener un buen comportamiento ante el sismo.

**Palabras clave:** Calificación de conexiones, Conexiones de estructuras de acero, Carga Cíclica.

## 1 INTRODUCCIÓN

El replanteamiento del detallado de las conexiones de Pórticos resistentes a momento de estructuras de acero tuvo su origen en la ocurrencia de dos sismos, a saber: el de Northridge en 1994 (*Northridge Earthquake*), que ocurrió en el área norte del Valle de San Fernando en la ciudad de Los Ángeles la madrugada del día 17 de enero de 1994 a las 4:30:55 A.M. hora local, causando 72 muertos, 12.000 heridos y pérdidas por 25 mil

millones de dólares (USGS Caltech, 2004), cuya intensidad fue de 6,7 en la escala de Richter, y la aceleración terrestre fue la mayor jamás registrada en un área urbana estadounidense, siendo esta 1.7 g (16.7 m/seg<sup>2</sup>), y el de Kobe en Japón, el 17 de enero de 1995, a las 5:46 A.M. hora local, con una intensidad 7 en la escala Japonesa JMA (máxima intensidad en la escala Japonesa, equivalente AXI-XII MM) (Desastres y Sociedad, 1996) y 7.2 en la escala de Richter, en la isla Awajishima, a 32 kilómetros al sur de Kobe, que produjo casi 5000

víctimas. En esa fecha Kobe contaba con 1.5 millones de habitantes, siendo la sexta ciudad más grande del Japón.

En estos sismos se pudo determinar que las solicitaciones a las que estuvieron expuestas las estructuras y en especial las conexiones, sus esfuerzos y deformaciones fueron superiores a las de diseño. Las fallas en estas conexiones, que se consideraban como unas de las más dúctiles y seguras, llevaron a concluir que se debía revisar a fondo el comportamiento de estas uniones.

A raíz del sismo de Northridge, los Estados Unidos enfocaron sus esfuerzos en la búsqueda de explicaciones del comportamiento de estas estructuras y sus conexiones, por lo que se hizo necesario proponer un replanteamiento de estas conexiones viga – columna en pórticos resistentes a momento (PRM).

La *Federal Emergency Management Agency* (FEMA), después de recopilar ensayos que tuvieron en cuenta criterios de resistencia, rigidez y capacidad de deformación en las conexiones, basados en pruebas de especímenes a escala real, analizó las causas de la falla. Con base en estos ensayos se pudieron establecer procedimientos de diseño, directrices y normas para la reparación o rehabilitación fiable, práctica y rentable de Pórticos Resistentes a Momentos dañados; esta información fue presentada como recomendaciones para normas y códigos posteriores (FEMA 350, 2000).

Con este trabajo se pretende establecer los avances que se han presentado en la investigación del comportamiento de conexiones rígidas en pórticos resistentes a momento, con el fin de lograr su aplicación en la construcción de nuevas estructuras y que sirva de punto base para el desarrollo de nuevas investigaciones.

Esta revisión se da en el marco de la investigación “Calificación de una conexión metálica rígida viga I - columna compuesta” que en la actualidad se realiza en la Universidad Industrial de Santander, con el fin de establecer el avance de las investigaciones sobre el tema en Colombia y en el mundo.

## 2. DESARROLLO DE LA PRECALIFICACIÓN DE CONEXIONES RÍGIDAS DE PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

### 2.1 Normativa

Después de la ocurrencia del sismo de Northridge, en 1994, el Consejo de Tecnología Aplicada (Applied Technology Council, o por sus siglas ATC), especificó la forma de hacer pruebas de daño acumulativo y análisis de fracturas de pernos y soldaduras en conexiones sísmicas de marcos resistentes a momento con carga cíclica, plasmando las recomendaciones en el documento ATC 24(1996).

Buscando obtener explicaciones a los desafortunados sucesos ocurridos en el sismo en Northridge, en Estados Unidos se dedicaron los esfuerzos a la realización de experimentos con conexiones a escala real, dejando la publicación de los resultados al grupo denominado *SAC Joint Venture*, patrocinado por la FEMA.

Los resultados obtenidos en estas investigaciones fueron recopilados y presentados por la FEMA (FEMA 350, 2000), recomendando nueve tipos de conexiones metálicas para la unión viga –columna, junto con su procedimiento de diseño y evaluación de desempeño.

En el año de 2002 las provisiones sísmicas del AISC (*American Institute of Steel Construction*), (AISC, 2002) especifican los requisitos que se deben cumplir para la precalificación de conexiones, en los apéndices P y S, actualizados en 2005 (AISC, 2005). En el capítulo correspondiente a calificación de conexiones, FEMA 350, 2000 presenta los criterios de diseño de 9 conexiones precalificadas, entre las cuales, las más usadas en Colombia y algunos países como Portugal y China, entre otros, son la conexión *Bolted Unstiffened End Plate Connection (BUEP)* y *Reduced Beam Section Connection (RBS)*. Las conexiones precalificadas presentadas en este documento se presentan en las figuras 1 a 9.

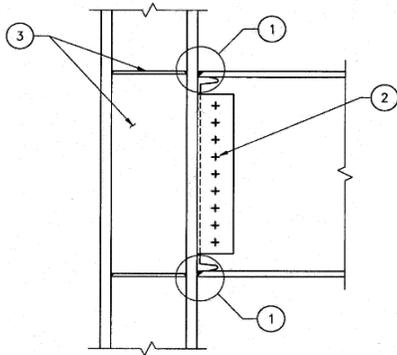


Fig. 1. Aleta soldada sin refuerzo – alma pernada  
(Welded Unreinforced Flange – Bolted Web  
Connections, WUF-B, FEMA 350, 2000)

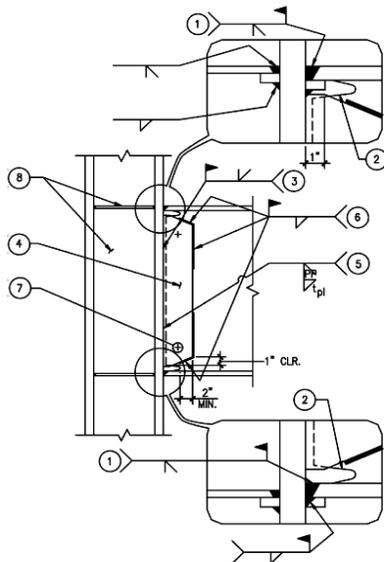


Fig. 2. Aleta soldada sin refuerzo - alma soldada.  
(Welded Unreinforced Flange – Welded Web  
Connections, WUF-W, FEMA 350, 2000)

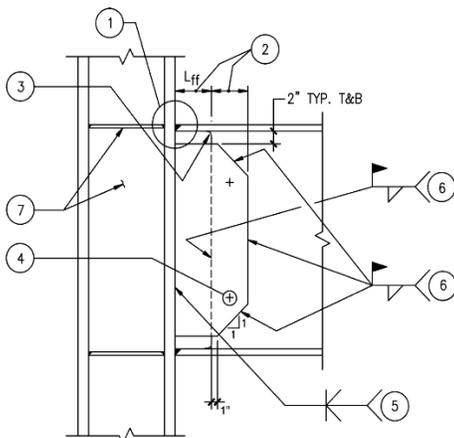


Fig. 3. Conexión soldada de aleta libre. (Welded  
Free Flange Connection, FF FEMA 350, 2000)

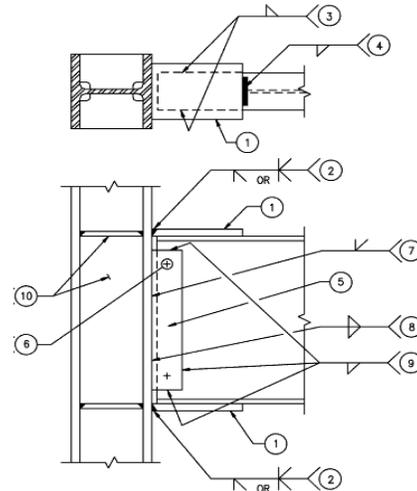


Fig. 4. Conexión soldada con cubre placa. (Welded  
Flange Plate Connection, WFP, FEMA 350, 2000)

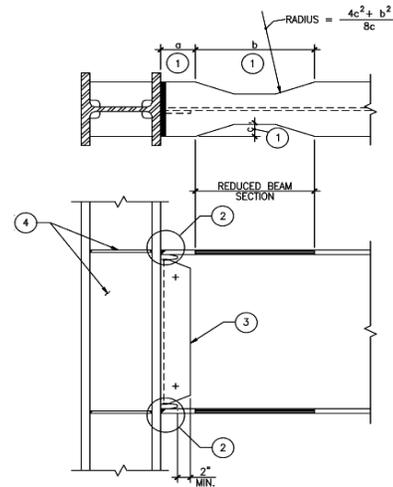


Fig. 5. Conexión con sección reducida en la viga,  
(también conocida como “hueso de perro”).  
(Reduced Beam Section Connection, RBS, FEMA  
350, 2000)

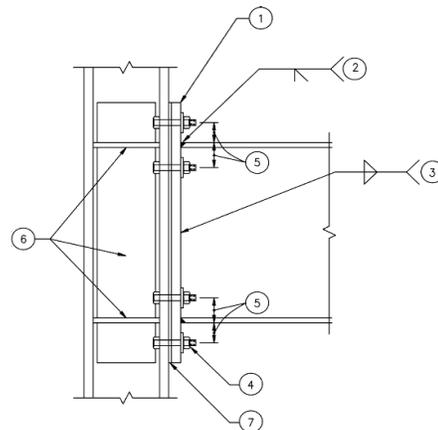


Fig. 6. Conexión con placa de extremo no atiesada.  
(Bolted Unstiffened End Plate Connection, BUEP,  
FEMA 350, 2000)

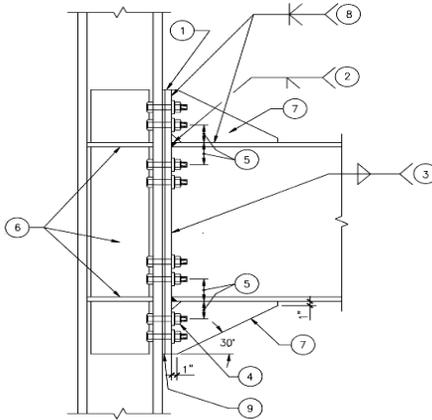


Fig. 7. Conexión con placa de extremo atiesada.  
(Bolted Unstiffened End Plate Connection, BUEP,  
FEMA 350, 2000)

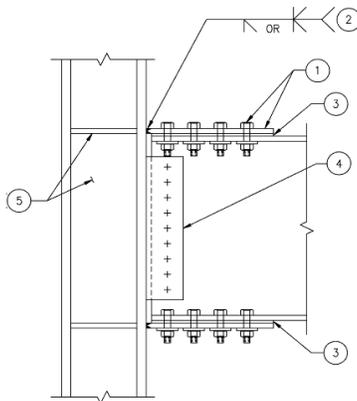


Fig. 8. Conexión con cubreplaca pernado (Bolted  
Flange Plate Connection, BFP, FEMA 350, 2000)

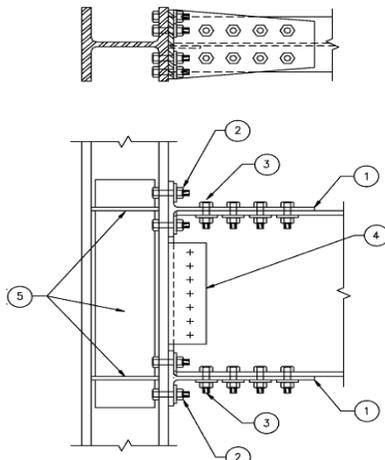


Fig. 9. Conexión con Te doble (parcialmente  
restringida, Double Split Tee Connection, DST,  
FEMA 350, 2000)

Posteriormente a la publicación de estas recomendaciones y normas, durante el año 2010 se

produjeron cambios en la normatividad internacional, al publicarse las *Seismic Provisions for Structural Steel Building* AISC 341-10 (Provisiones Sísmicas para Construcciones de Acero Estructural). Estos cambios se vieron reflejados con la salida de las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR 98, (NSR 98, 1998), al entrar en vigencia el *Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes* (NSR 10) según el decreto 2525 del 13 de Julio de 2010 donde se establece que la fecha de entrada en vigencia del reglamento es el 15 de diciembre de 2010. La Norma da especificaciones para construcciones y ensayos en estructuras de acero conformados por pórticos resistentes a momento en elementos de sección simple y compuesta. (NSR 10, 2010)

De igual manera ese mismo año tuvo lugar la actualización de las “Conexiones Precalificadas para Pórticos Resistentes a Momento con Capacidad Intermedia y Especial de Energía para Aplicaciones Sísmicas” (*Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*, AISC 358-10)

A manera de resumen las conexiones precalificadas para elementos resistentes a momento con capacidad intermedia y especial de energía, se presentan en la tabla 1, indicándose la ubicación de cada conexión en dicho reglamento.

Tabla 1: Contenido de conexiones precalificadas  
AISC 458-10

Conexiones Precalificadas		
Conexión	Capítulo	Sistema
Reduced beam section (RBS)	5	SMF, IMF
Bolted unstiffened extended end plate (BUEEP)	6	SMF, IMF
Bolted stiffened extended end plate (BSEEP)	6	SMF, IMF
Bolted flange plate (BFP)	7	SMF, IMF
Welded unreinforced flange-welded web (WUF-W)	8	SMF, IMF
Kaiser bolted bracket (KBB)	9	SMF, IMF
ConXtech ConXL moment connection (ConXL)	10	SMF, IMF

SMF: Special Moment Frames

IMF: Intermediate Moment Frames

En la figura 10 se muestra la conexión conocida como “Hueso de Perro” denominada RBS (*Reduced beam section moment connection*, RBS)

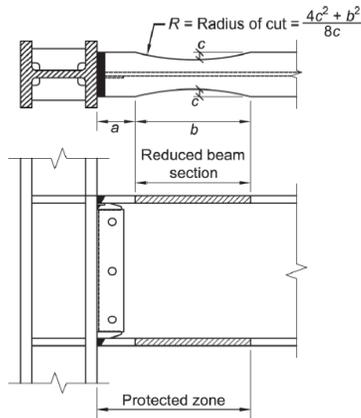


Fig. 10. Conexión a momento con sección reducida en la viga. Tomada de AISC 358-10

En la figura 11 se muestra la conexión básica de placa de extremo extendida con 4 pernos, 4 pernos y rigidizador y 8 pernos con rigidizador (*Bolted unstiffened and stiffened extended end-plate moment connections*).

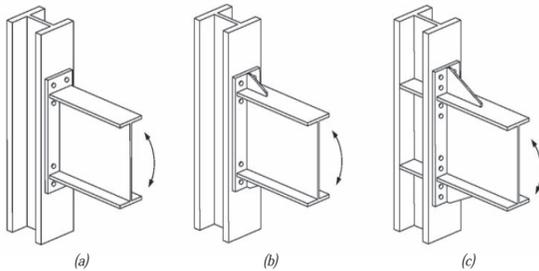


Fig. 11. Conexión a momento con placa de extremo y pernos: a) con cuatro pernos sin placa rigidizadora (4E), b) con cuatro pernos con placa rigidizadora (4ES), c) con ocho pernos con placa rigidizadora (8ES). Tomada de AISC 358-10

En la figura 12 se muestra la conexión de placa atornillada al ala *Bolted flange plate moment connection* (BFP).

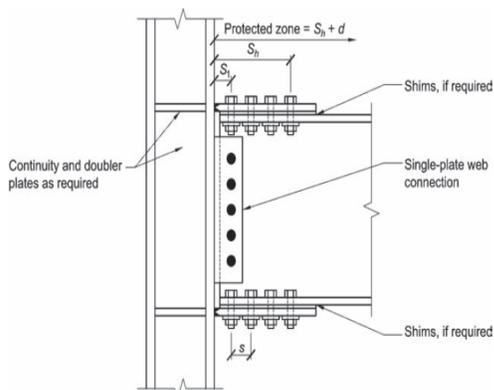


Fig. 12. Conexión a momento con cubre placa atornillada al ala, tomada de AISC 358-10

En la figura 13 se muestra la conexión a momento soldada a la aleta sin refuerzo (*Welded unreinforced flange-welded web moment connection*, (WUF-W).

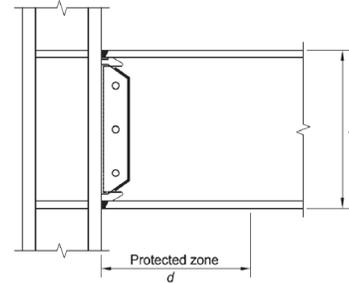


Fig. 13. Conexión a momento soldada a la aleta sin reforzar. Tomada de AISC 358-10.

En la figura 14 se muestra la conexión a momento con soporte atornillado *Kaiser bolted bracket moment connection* (KBB).

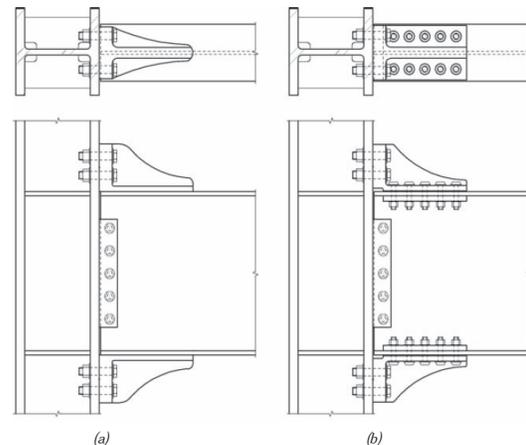
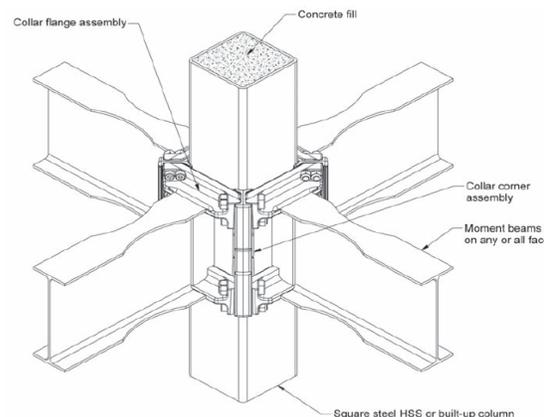


Fig. 14. Conexión a momento con soporte atornillado tipo Kaiser. Tomada de AISC 358-10

En la figura 15 se muestra la conexión Biaxial ya industrializada en los Estados Unidos *Conxtech conxl moment connection*.



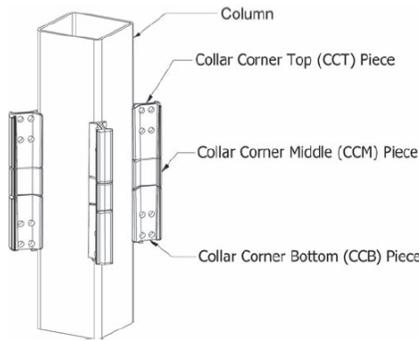


Fig. 15. Conexión biAxial ConXtech. Tomada de AISC 358-10

## 2.2 Conexiones

En las diferentes investigaciones que se han desarrollado a nivel internacional se encuentran varios aspectos relacionados con la calificación de conexiones. Se trata en “*The 2005 American Steel Structures Design Code*”, realizada en los Estados Unidos por Reidar Bjorhovde, (Bjorhovde, 2006) y “*Load-Impulse Characterization for Steel Connection*” desarrollada por Hyun Chang Yim en los Estados Unidos y que evalúa básicamente la influencia de la velocidad con que se aplica la carga, (Yim, 2009). En este trabajo se busca principalmente presentar las investigaciones desarrolladas para calificar conexiones metálicas viga- columna, dentro de las cuales se encuentran conexiones que varían en la columna, especialmente perfiles tubulares de sección compuesta que involucran otros materiales como el concreto.

Dentro de las más importantes o con mayor impacto, se dispone de la referencia “*Seismic Behavior of Bolted Beam-to-Column Connections for Concrete Filled STEEL Tube (CFT)*” desarrollada por Lai-Yun Wu, Lap-Loi Chung, Sheng-Fu Tsai, Tung-Ju Shen y Guo-Luen Huang, en el Centro Nacional Para Investigaciones en Ingeniería Sísmica, en el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Taiwán, en Taipéi, (Wu, 2005). Esta investigación fue enfocada a ensayar conexiones con columnas de perfil tubular de 400 mm x 400 mm y espesores de 6, 8 y 10 mm, de acero A 572 Grado 50, rellenas de concreto, para un nudo interior de la estructura, es decir, que está compuesta por columna inferior y superior y por vigas de perfil H 500X200 X10 X16 mm a cada lado. Para el ensayo se utilizaron tres actuadores, dos verticales y uno horizontal lo que aproxima la carga a la del sismo. De esta investigación se pudo concluir que la sección de la columna presenta alta resistencia, alta rigidez y

permite ser construida fácilmente. Los resultados teóricos obtenidos son muy próximos a los experimentales, además que estos superaron las especificaciones en Taiwán y en EE.UU.

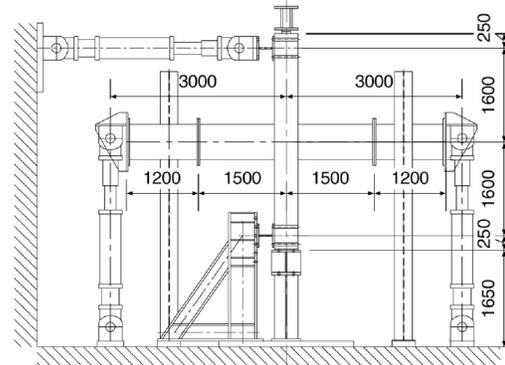


Fig. 16 Representación esquemática del marco de prueba

Otra investigación llevada a cabo para la calificación de una conexión es: “*Behavior of Welded CFT Column to H-Beam Connections With External Stiffeners*” desarrollada por Tae-Sup Moon en el Departamento de Arquitectura e Ingeniería de la Universidad de Hanyang Seúl, Corea del Sur, (Moon, 2004). Esta investigación realiza la comparación entre el comportamiento experimental y analítico de una columna tubular rellena de concreto en conexión con refuerzo en T a momento con una viga, utilizando seis prototipos a escala real. La resistencia de las alas de la viga mostró un comportamiento histérico estable y una buena ductilidad.

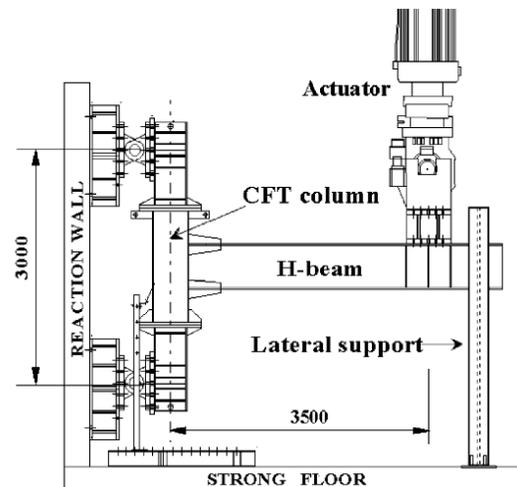


Fig. 17 Montaje de la prueba

La investigación desarrollada por L. Simoes da Silva: “*Experimental Behaviour of End-Plate Beam-to-Column Composite Joints Under*

*Monotonical Loading*” en el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Coimbra Portugal en mayo de 2001, muestra la contribución a la ductilidad variando el confinamiento del concreto en columnas compuestas y en la parte superior de la viga. (Simoes da Silva, 2011)

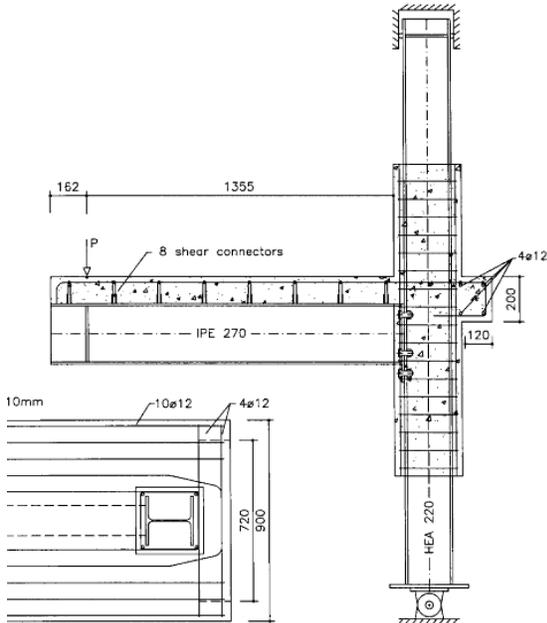


Fig. 18. Esquema de uno de los especímenes ensayados (Nudo externo, columna compuesta)

Así, se pueden encontrar una gran variedad de investigaciones, donde varían algunos parámetros de los elementos que componen la conexión (columna, viga, adición de elementos a la conexión etc.) en busca de validar un modelo teórico por medio de la aplicación del método de los elementos finitos y una fase de ensayos de prototipos a escala real. Muchas otras investigaciones se basaron sólo en el modelo teórico de elementos finitos para predecir el comportamiento de las conexiones tal como se hace en *“Seismic Design of Reduce Section Moment Connections With Bolted Web Attachment”* realizada por Cheol-Ho Lee en la Universidad Nacional de Seúl en la República de Corea, en el año de 2006, (Lee, 2006). Esta investigación utiliza la conexión denominada hueso de perro o sección reducida presentada por FEMA 350.

Así mismo *“Finite Element Analysis of Steel Beam to Column Connections Subjected to Blast Loads”*, realizada por Tapan Sabuwala en la Universidad de Pennsylvania, (Sabuwala, 2004), cuyo modelo fue validado basado en los criterios especificados en TM5-1300 del Departamento de Estructuras de la Armada de los Estados Unidos en 1990.

Otra referencia importante es *“Composite Action in Connection Regions of Concrete-Filled Steel Tube Columns”*, realizada por Mathias Johansson en el departamento de ingeniería estructural de la universidad de tecnología de Chalmers en Gothenburg, Suecia, (Johansson, 2003). Su modelo verifica el comportamiento no lineal de esta conexión con una columna tubular rellena de concreto.

En Colombia, las investigaciones más relevantes que se han realizado son: *“Ensayo cíclico de conexiones sísmicas resistentes a momento para estructuras de acero”* cuyo contenido nos permite ver como se puede determinar las propiedades mecánicas tales como resistencia, rigidez y ductilidad de una conexión mediante un ensayo cíclico, mostrando que el buen comportamiento de pórticos metálicos resistentes a momento dependen de la conexión entre sus elementos. (Cardona y Mazo, 2004). A esta la siguió *“Precalificación de Conexión Tubo-Viga Reforzada”* (Pabón y Posada, 2004), en la que se ensayó una conexión mejorada con excelente desempeño dúctil.

De igual manera en 2006, se realizó la *“Calificación de un sistema de conexión sísmica para pórticos resistentes a momento en acero estructural”* con los procedimientos de diseño de conexiones basados en las AISC, verificándolos por medio de un modelo de elementos finitos (Gómez y Zapata, 2006). En la anterior investigación sólo se materializaron los diseños y procedimientos en modelos teóricos de elementos finitos para verificar su comportamiento. Sin embargo es necesario comprobar estos modelos con experimentos a escala real tal como se hizo en *“Precalificación de conexiones para pórticos de lamina delgada”* (Guerrero, 2006) y *“Calificación de conexiones para pórticos de lamina delgada 2º parte”* aplicado a dos tipos de perfiles con placas de continuidad prolongadas y conexiones con chapas laterales. La evaluación del comportamiento confrontó el modelo teórico con los resultados experimentales. (Villar, 2007).

En 2006 se realizó la investigación *“Modelación de una conexión viga-columna en pórticos de acero resistentes a momentos con análisis no lineal, para aplicaciones sísmicas”*, tratando el comportamiento bajo cargas cíclicas de una conexión en pórticos resistentes a momento. Por tratarse de una tesis de pregrado solo se realizó el modelo teórico sin desarrollar la parte experimental. (Rodríguez y Hernández, 2008)

Por último en la Universidad Nacional de Colombia, sede Bogotá, para una tesis de maestría se realizó la investigación “Calificación de una conexión rígida de una viga I y una columna tubular rellena de concreto bajo la acción de cargas dinámicas” (Uribe, 2008) que involucra el comparativo del modelo teórico y con la experimentación de seis prototipos a escala real haciendo variar la relación ancho espesor del perfil tubular componente del elemento columna.

Estos estudios y calificaciones fueron desarrollados antes de entrar en vigencia el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR 10 y las especificaciones AISC 2010.

### 2.3. Calificación e investigación en desarrollo

Siguiendo el proceso de investigación de conexiones rígidas, se realiza la “Calificación de una conexión metálica rígida viga I - columna compuesta”. El objetivo de esta investigación es calificar la conexión conformada por una viga metálica en I y una columna compuesta cuyo núcleo está compuesto por un perfil metálico en I embebido en concreto, reforzado por aceros longitudinales y transversales; la unión viga-columna se compone de una placa de extremo soldada a la viga y unida a la columna por medio de pernos.

Los parámetros de calificación prescritos en la normatividad vigente se enumeran a continuación:

- El momento flector a soportarse por la viga en la cara de la columna debe ser superior al 80% del momento plástico a presentarse en la conexión, para una rotación total de 0.04 rad, para que califique como DES, y 0.02 para calificar como DMO, como se muestra en la figura 16.
- En el diagrama momento-rotación, el parámetro de rigidez debe ser superior a 20 tal como lo presenta la figura 17. Si el término que incluye la rigidez (K), Longitud del elemento (L), Módulo de Elasticidad (E) y Momento de Inercia (I),  $K_s L / EI$  es menor igual que 2 se considera flexible, si el término  $K_s L / EI$  es mayor que 2, se considera parcialmente restringida y si el término  $K_s L / EI$  mayor igual que 20 se considera totalmente restringida, significando que la rotación de la columna es prácticamente igual a la rotación de la viga en el nudo.

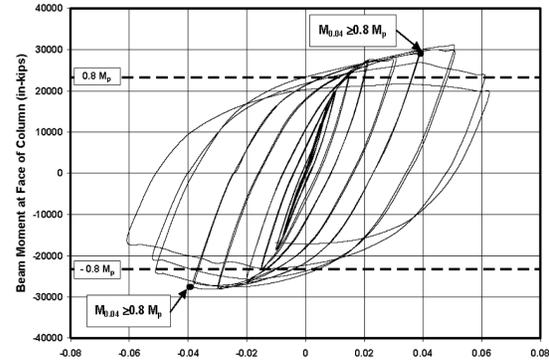


Fig. 19. Comportamiento histérico de la conexión teniendo en cuenta el momento en la cara de la columna, tomado de (Uribe, 2008)

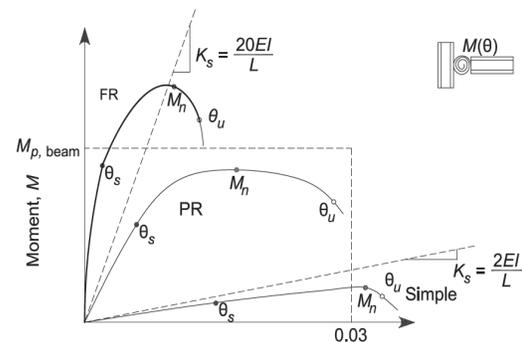


Fig. 20. Clasificación de la rigidez según diagrama de momento rotación.

### 2.4 Protocolo de carga, actuador y captura de datos

#### 2.4.1 Protocolo de carga

La aplicación de la carga al espécimen de prueba a través de los actuadores se mantiene en la actual normatividad y está dada por las NSR 10 para nuestro país y en las provisiones sísmicas a nivel internacional, con la siguiente presentación:

- (1) 6 ciclos a  $q = 0.00375$  rad
- (2) 6 ciclos a  $q = 0.005$  rad
- (3) 6 ciclos a  $q = 0.0075$  rad
- (4) 4 ciclos a  $q = 0.001$  rad
- (5) 2 ciclos a  $q = 0.0015$  rad
- (6) 2 ciclos a  $q = 0.02$  rad
- (7) 2 ciclos a  $q = 0.03$  rad
- (8) 2 ciclos a  $q = 0.04$  rad

Donde  $q$  es el ángulo de rotación de la viga con respecto al eje horizontal de la misma, medido en la intersección con el eje de la columna o ángulo de deriva de piso en radianes.

Para lograr valores adecuados en la toma de datos se debe sobrepasar de 0.04 rad cargando a incrementos de  $q = 0.01$  rad, con dos ciclos en cada paso.

La figura 21 muestra el protocolo de carga, indicando desplazamientos positivos y negativos.

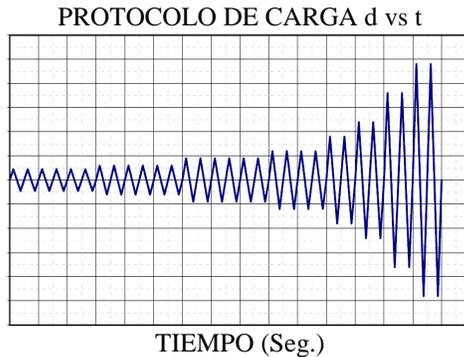


Fig. 21. Protocolo de carga (desplazamiento vertical en mm vs tiempo en segundos)

#### 2.4.2 Actuador y captura de datos

Para la realización de un ensayo de calificación de una conexión se requiere de un actuador para la aplicación de la carga. Para calificación de conexiones, se dispone de un actuador MTS modelo No 243.35 T con una capacidad a compresión de 365 kN y a tensión de 240 kN; los desplazamientos estáticos y dinámicos máximos totales son de 254 mm.

La lectura de las deformaciones se hace por medio de deformímetros. La captura de datos se realiza por medio de un software que procesa la información en el computador tomada de los desplazamientos registrados por el actuador y los deformímetros.

En la figura 22 se muestra un ejemplo del sistema de aplicación de carga. El sistema dispone de un control de bucle cerrado.

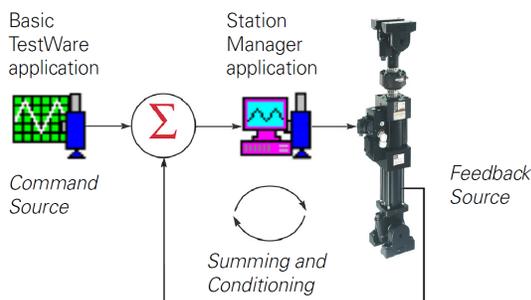


Fig. 22. Diagrama de control sencillo para la aplicación de carga y toma de datos MTS

### 3. CONCLUSIONES

El desarrollo investigativo referente al tema de calificación de conexiones en nuestro país se ha proyectado a pasar de sólo modelos matemáticos a confrontar estos con ensayos de prototipos a escala real realizados en laboratorios.

La validación de la calificación de conexiones como DES debe reportar una resistencia a flexión de la conexión determinada en la cara de la comuna superior a  $0.8 M_p$  de la viga conectada, para un ángulo de deriva de piso de 0.04 radianes.

En la calificación de conexiones deben realizarse al menos dos (2) ensayos de la conexión y pueden basarse en artículos de investigación o ensayos documentados que representen condiciones reales del proyecto, según lo indica F.3.7.3.6.2/3 de la NSR-10; es por esto que las calificaciones se deben hacer en centros de investigación que contemplen todos los recursos necesarios para realizar los modelos y ensayos a escala real de los prototipos.

Según lo expuesto en la tesis (Cardona, Echeverri, 2004). Las conexiones denominadas pre-Northridge que no cumplieron las demandas de ductilidad y resistencia, fueron estudiadas antes de este sismo por Popov y Tsai en 1988, de tales estudios se determinó, la presencia de fracturas imperceptibles al ojo humano, hasta fracturas que afectan notablemente la columna, y permitió ver que los códigos del momento solo hacían un análisis lineal, sin embargo estos estudios fueron ignorados por no poseer elementos de laboratorio.

La conexión utilizada antes del sismo de Northridge, era una conexión simple, que utilizaba básicamente la unión de la viga a las aletas de la columna por medio de soldadura de penetración completa aplicada en el campo. De lo que se puede concluir tres razones básicas del mal comportamiento de las conexiones; el diseño que no permitía desarrollar los momentos plásticos, la soldadura en su baja calidad tanto del material como de su aplicación y el material debido al no control de las resistencias últimas de los aceros, dejando que tanto la viga como la columna pudieran desarrollar el mismo valor y de tal manera no permitir la jerarquía de plastificación VD/CF. (Cardona, Echeverri, 2004).

Después de Northridge FEMA 350 presenta el procedimiento para el diseño de algunas conexiones, tales como: De sección reducida para miembros de acero laminados en caliente y de

sección en I “También conocida como Hueso de Perro” y las conexiones mediante placas de extremo o extendidas Pernadas (*Extended End Plate*).

A nivel nacional e internacional, se han realizado suficientes investigaciones que permiten llevar a cabo procesos de calificación de conexiones metálicas, conducentes a establecer su comportamiento ante cargas cíclicas.

Se hace necesaria la difusión de resultados obtenidos de la calificación de conexiones, buscando que la industria de la construcción las aplique en los proyectos que se realizan a nivel nacional.

### REFERENCIAS

- Applied Technology Council. (1996). Cumulative Damage Test and Fracture Analysis of Bolted-Welded Seismic Moment Frame Connections. ATC. 1996. ATC 24.
- Federal Emergency Management Agency. FEMA.(2000). Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. FEMA 350. Federal Emergency Management Agency. SAC Joint Venture, Washington, E.U.
- American Institute of Steel Construction. AISC. (2002). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Ed 2002.
- American Institute of Steel Construction. AISC. (2005). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Ed 2005. Chicago. Illinois, EU: AISC.2005.
- American Institute of Steel Construction. AISC. (2005). Specifications for Steel Buildings. Ed 2005. Chicago. Illinois: AISC. 2005.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. NSR 98 Primera Edición. Bogotá Colombia.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. AIS. (2010). Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. NSR 10 Primera Edición. Bogotá Colombia.
- American Institute of Steel Construction. AISC. (2005). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Ed 2010. Chicago. Illinois, EU: AISC.2010.
- American Institute of Steel Construction. AISC. (2005). Specifications for Steel Buildings. Ed 2010. Chicago. Illinois.
- American Institute of Steel Construction. AISC. (2005). Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. or Steel Buildings. Ed 2010. Chicago. Illinois: AISC. 2010.
- Quintero R. C. (2010). Metodología de ensayo para evaluación de conexiones a escala real. Caso de estudio: conexión metálica. Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga.
- Rodrigo C. M y Pérez J.P. (2010). Evaluación del Comportamiento de Conexiones Viga-Columna en Concreto Reforzado Caso de Estudio: Nodo Confinado por Una Cara”. Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga.
- Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment-Frame Construction for Seismic Applications (2000). FEMA 353. Federal Emergency Management Agency. SAC Joint Venture, Washington, EU.
- Bjorhovde R. (2006). The 2005 American Steel Structures Design Code, Estados Unidos.
- Yim. H. C. (2009). Load-Impulse Characterization for Steel Connection” Estados Unidos.
- Wu L. Y. y Chung L. L. (2005) Seismic behavior of bolted beam-to-column connections for concrete filled steel tube (cft). Centro nacional para investigaciones en ingeniería sísmica y en el departamento de ingeniería civil de la universidad nacional de Taiwán en Taipéi.
- Moon T. S.(2004). Behavior of welded cft column to H-beam connections with external stiffeners. Departamento de arquitectura e ingeniería de la universidad de Hanyang Seúl, Corea del Sur.
- Lee C.-H. (2006). Seismic design of reduce section moment connections with bolted wed attachment. Universidad nacional de Seoul. República de Korea.
- Sabuwala T. (2004). Finite element analysis of steel beam to column connections subjected to blast loads. Universidad de Pensylvania. USA.
- Johansson M. (2003). Composite action in connection regions of concrete-filled steel tube columns. Departamento de ingeniera estructural de la universidad de tecnología de Chalmers en Gothenburg, Sweden.
- Cardona C. D. y Echeverri M. A. M. (2004). ensayo cíclico de conexiones sísmicas resistentes a momento para estructuras de acero. Universidad Nacional de Colombia sede Medellín. Colombia.
- Gómez A. R. D. y David Z. M. J. (2006). Calificación de un sistema de conexión sísmica para pórticos resistentes a momentos en acero estructural. Universidad nacional de Colombia sede Medellín. Colombia.

- Salinas V. S. (2006). Calificación de conexiones para pórticos de lámina delgada 2º parte. Universidad nacional de Colombia sede Bogotá, Colombia.
- Guerrero L. E. (2006). Precalificación de conexiones para pórticos de lámina delgada. Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá. Colombia.
- Estrada H. A. F. y Rodríguez R. S. Y. (2006). Modelación de una conexión viga-columna en pórticos de acero resistentes a momentos con análisis no lineal, para aplicaciones sísmicas. Universidad Nacional de Colombia sede Medellín facultad de minas. Colombia.
- Vallejo U. M. (2008). Calificación de una conexión rígida de una viga i y una columna tubular rellena de concreto bajo la acción de cargas dinámicas. Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá, Colombia.
- Pabón, C., Posada J. C., "Diseño y Ensayo de Conexiones Viga-Columna en Estructura de Acero. [Tesis], Universidad Nacional de Colombia, Medellín, 2004.
- USGS Caltech, the USGS and the Earthquake Country Alliance present (online), California Institute of Technology, 2004- (cited 17 January 2004). Northridge Earthquake. Available from internet:  
<http://pasadena.wr.usgs.gov/info/nr10/>.
- Desastres y Sociedad, Revista semestral de la red de estudios sociales en prevención de desastres en América Latina (online). Especial: Predicciones, Pronósticos, Alertas y Respuestas Sociales. Enero-Junio 1996/No 6 /Año 4. (Sismo de Kobe Japón).  
<http://www.desenredando.org/public/revistas/dys/rdys06/dys6-1.0-kudna.pdf>.
- L. Simoes da Silva. (2011). Experimental Behaviour of End Plate Beam-to-Column Composite Joints Under Monotonical Loading. Universidad de Coimbra. Portugal.
- Hoja Técnica Controlador de Hardware Actuador MTS .Universidad Industrial de Santander.2006