

STRUCTURAL ASSESSMENT OF STEEL RIGID CONNECTION WITH HSS COLUMNS USING COMPUTATIONAL MECHANICS

José Israel Tenorio-Peralta ⁽¹⁾, Gelacio Juárez-Luna ⁽²⁾, Alonso Gómez Bernal ⁽³⁾

⁽¹⁾ Estudiante Maestría, Departamento de Materiales, Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana, San Pablo 180, Col. Reynosa Tamaulipas, Azcapotzalco, CP 02200, México D.F., israel.itp@gmail.com

⁽²⁾ Profesor-Investigador, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana, San Pablo No. 180, Col. Azcapotzalco, 02200, México, D.F. Teléfono: (55) 5318-9085; Fax: (55)5318-9085; gjl@azc.uam.mx

⁽³⁾ Profesor-Investigador, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana, San Pablo No. 180, Col. Azcapotzalco, 02200, México, D.F. Teléfono: (55) 5318-9085; Fax: (55)5318-9085; agb@azc.uam.mx

Received: January 2023. Accepted: March 2023
Published: March, 2023

ABSTRACT

Moment connections of steel moment resisting frames between I beams and HSS columns are studied. Two experimental prototypes were modeled and calibrated with numerical simulations using ANSYS Workbench software. In these models, good enough approximations were computed with respect to reported experimental results. Additional prototypes were analyzed with non-linear finite element, some connections of I-beam to HSS tubular columns with external diaphragm were modeled, and others connections with concrete filled tubular (CFT) columns. Some of the variants studied are external diaphragms with a perimetral ring, with a perimetral ring and partial lateral plates, and with a perimetral ring and complete lateral plates. The variation in the width of the joint between the flanges and the column wall is also analyzed. Strengths and stiffnesses are compared between filled and no filled connections. Nonlinear finite element analysis showed that the connections fail at storey drift angles larger than 2.0%. These results are the base of a ductile design procedure for steel buildings with these type of connections.

Keywords: Connection; beam; column; steel.

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE CONEXIONES RÍGIDAS DE ACERO CON COLUMNAS DE PERFILES HSS MEDIANTE LA MECÁNICA COMPUTACIONAL

RESUMEN

Se estudian conexiones de momento de marcos de acero resistentes a momento entre vigas I y columnas HSS. Se modelaron y calibraron dos prototipos ensayados experimentales, con simulaciones numéricas utilizando el software ANSYS Workbench. En estos modelos, se calcularon aproximaciones suficientemente buenas con respecto a los resultados experimentales reportados. Se analizaron prototipos adicionales con elementos finitos no lineales, se modelaron algunas conexiones entre vigas I y columnas tubulares HSS con diafragma externo y otras conexiones con columnas tubulares rellenas de concreto (CFT). Algunas de las variantes estudiadas son los diafragmas externos con anillo perimetral, con anillo perimetral y placas laterales parciales, y con anillo perimetral y placas laterales completas. También se analiza la variación del ancho de la junta entre los patines y la placa de la columna. Las resistencias y rigideces se comparan entre conexiones con relleno y sin relleno. Los análisis de elementos finitos no lineales mostraron que las conexiones fallan en ángulos de distorsión de entrepiso superiores al 2.0 %. Estos resultados son la base de un procedimiento de diseño dúctil para edificios de acero con este tipo de conexiones.

Palabras clave: Conexión; viga; columna; acero.

1 INTRODUCCIÓN

El criterio de diseño para marcos estructurales de columna fuerte-viga débil, consiste en el que las vigas de los marcos de acero disipen una gran parte de la energía sísmica, mediante la formación de articulaciones plásticas. Es deseable que las articulaciones plásticas ocurran a lo largo de la viga, alejadas de la conexión entre la columna y la viga. La importancia de las conexiones viga-columna radica en que las fuerzas generadas (axial, cortante y momento) por el sistema son transmitidas elemento a elemento por medio de la conexión viga-columna, por lo cual se tiene que asegurar que la conexión que exista entre los elementos pueda transmitir dichas fuerzas de manera segura y eficiente. Se debe tener en cuenta que, si las conexiones viga-columna no son adecuadas, se tendría una estructura precaria, dado que las conexiones representan a la estructura de acero zonas de discontinuidad que si no están diseñada óptimamente podría incluso generar el colapso de la estructura.

Acero y Guerrero (2006) realizaron un modelo de una conexión reforzada con diafragma externo en el programa ALGOR, para el diseño se utilizaron los manuales AISC 2002 y el FEMA 350. El patrón de carga que se utilizó fue el que se establece en el apéndice S del manual AISC 2002. Este modelo cumplió con los requerimientos para precalificar una conexión previstos por la norma AISC 2002. Una vez que se analizó el modelo con elementos finitos se fabricó un espécimen con las mismas características, el cual, posteriormente, fue ensayado. Se comprobó que el procedimiento de diseño y el detallado de la conexión siguiendo los

lineamientos de la norma AISC 2002 fueron exitosos. Por el modo de falla de la conexión, se cumplió con la condición de columna fuerte – viga débil.

Díaz et al. (2011) realizaron una simulación numérica de tres modelos de conexión viga – columna con placa extendida atornillada, la diferencia entre los modelos fue el perfil seleccionado para la columna. El modelo fue calibrado con resultados de una prueba experimental. Con las hipótesis ya enlistadas y la calibración del modelo, se concluyó que la predicción de los modos de falla fue similar en los tres modelos de la simulación numérica, también se probó que los efectos que más influyen en la conexión son: el endurecimiento por deformación y los parámetros para definir el tipo de contacto en la conexión.

Gholami et al. (2013) realizaron tres especímenes a escala real de una conexión reforzada con placa en los patines, las cuales se probaron experimentalmente y mediante una simulación de elemento finito. Se variaron tres parámetros en la placa de refuerzo de los patines: el largo, el espesor de la placa superior y la aplicación de soldadura de filete entre la placa del refuerzo y la viga. El comportamiento sísmico para los tres especímenes fue similar, desarrollando una rotación mayor del 4% con momento superior del 80% del momento plástico de la viga. Dos especímenes disiparon mayor energía debido a longitud de la placa de refuerzo del patín, esto incrementa la distancia en la que se localiza la articulación plástica, aumentando el momento a flexión entre la viga y la columna. Los modelos de elementos finitos se modelaron en el programa ABAQUS, utilizando mallas finas: 1) entre la viga y la columna y 2) entre la viga y la placa de refuerzo en los patines. Se utilizó una curva bilineal del esfuerzo contra la deformación para todos los materiales. Se observó que la soldadura que conectan los diferentes elementos estructurales a la columna, no sufrió ningún daño debido a la formación de la articulación plástica localizada al final de la placa de refuerzo en los patines. En los especímenes con las placas de refuerzo más largas se produjo un desgarro en la soldadura.

Lugo y Botello (2016) realizaron cuatro modelos numéricos de conexiones, tres con conexión soldada directamente, uno con conexión rigidizada con placas externas. En las conexiones soldadas directamente el parámetro que varió fue el peralte de las vigas. En las vigas se utilizaron perfiles IR y para la columna un perfil OC. El espesor y ancho de placas a cortante se variaron en función del espesor y ancho de los patines de la viga. Se restringieron los extremos de la columna para modelar el empotramiento. La carga monotónica se aplicó en los patines superiores del extremo de la viga. La simulación numérica con elemento finito se realizó en dos etapas: 1) se utilizó el programa GID para el preprocesamiento de los modelos y 2) se utilizó el programa MEF1 para obtener las concentraciones de esfuerzos, así como los desplazamientos en los nodos. Las rotaciones obtenidas del análisis de elemento finito se compararon con los resultados obtenidos en el programa SAP2000 (modelo de barras). Se observó que las rotaciones de las conexiones rigidizadas con placas externas, los valores eran muy parecidos con los resultados obtenidos con el programa SAP2000, lo que no ocurre con las conexiones soldadas directamente. Las excentricidades de la columna aumentan en función al peralte de la viga. El uso de las placas externas disminuye las excentricidades de la columna. En los modelos se observó una concentración de esfuerzo en la columna. La conexión rigidizada con placas externas se clasificó del tipo rígida, esta configuración aporta a una reducción ante fallas locales y fallas frágiles en la columna.

Haghollahi y Ahmadi (2018) realizaron seis modelos de conexión tipo placa soldada en los patines. En la columna se utilizó un perfil H, para la viga se utilizaron dos perfiles diferentes: un perfil IPB con un refuerzo triangular en la placa WFP y un perfil IPE la cual no tiene refuerzo. En los seis modelos se utilizaron dos placas WFP diferentes para cada patín y una placa a cortante. Los modelos se dividen en dos grupos, el primer grupo se utiliza una viga IPB con refuerzo triangular y, el segundo grupo, una viga IPE sin refuerzo. Se utilizó una curva del esfuerzo contra la deformación bilineal, se asignó un comportamiento de endurecimiento cinemático para definir el comportamiento del acero y de la soldadura. El patrón de carga aplicado consistió en 34 ciclos de carga, los primeros seis ciclos fueron a bajas magnitudes de carga. La comparación de los modelos A200 y A200-T, se observó que a una rotación de 0.035 rad, los patines de la viga pandearon, lo que ocasionó que pandeara el alma, por lo cual se llevó a una reducción de la resistencia de 24.32%. El momento de la cara en la columna a una rotación de 0.04 rad fue mayor que $0.8 \cdot M_p$, debido al pandeo que se presenta en la viga a 0.035 rad esto implica que no se satisfacen los criterios de las disposiciones sísmicas del AISC, pero si satisfacen los criterios para marcos de ductilidad intermedia. El espécimen B300 tuvo un comportamiento similar, la diferencia que se observó fue un pandeo local en el alma de la viga. En el espécimen B300-T se observa un pandeo local a 0.038 rad, la causa del pandeo se debió a una reducción de la resistencia en 18.46% de igual forma este espécimen no satisface los criterios del AISC. En el espécimen C240-T se observó un pandeo local en los patines a una rotación del 0.05 rad con una reducción en la resistencia del 5.15%. Los especímenes C240 y C240-T satisfacen los criterios sísmicos del AISC para los marcos de ductilidad especial y ductilidad intermedia.

Yilmaz y Berkiroglu (2018) evaluaron el comportamiento de tres conexiones diferentes: 1) conexión soldada directamente (WUF-W), 2) conexión reforzada con diafragma (WFP) y 3) conexión de sección reducida (RBS). Se utilizó un perfil IPE270 para la viga y un perfil HE240B para la columna. En los modelos de elemento finito no se consideró soldadura, ya que los autores observaron que el modelado de la soldadura no afecta al comportamiento global de la conexión. Se utilizó un acero ASTM 572 Grado 50 para todos los componentes de la conexión, se utilizó una curva del esfuerzo contra la deformación bilineal y se asignó un endurecimiento cinemático. El patrón de carga se estableció según lo define el FEMA350. El modo de falla para las tres conexiones se presentó por pandeo local en los patines y alma de la viga. La rotación para la conexión WUF-W fue de 6.25% rad, en la conexión WFP fue de 6.35% rad y para la conexión RBS fue de 6.416% rad. La conexión WFP desarrolló la mayor disipación de energía en comparación con las otras dos conexiones. En las tres conexiones se desarrolló una rotación del 4% con una pérdida en la resistencia del 20%, por lo que estas conexiones cumplieron con los requisitos sísmicos del manual AISC para marcos especiales a momento. La conexión WFP desarrolla el peor comportamiento, si se compara la participación de la zona del panel en la disipación de la energía. La aparición de las articulaciones plásticas alejadas de la cara de la columna se debe al uso de placas en los patines.

Ricardo et al. (2019) realizaron un análisis experimental a cinco conexiones de placa extendida viga-columna, donde evaluaron el comportamiento de diferentes configuraciones de la conexión variando la conexión de la viga entre los ejes mayores y menores de la columna. En cada espécimen se aplicó una configuración de carga distinta. Por lo que para el espécimen A, el modo de falla que presentó fue

pandeo local en el panel de alma de la columna en compresión. En el espécimen B, el modo de falla que presentó fue que los orificios de los pernos en el alma de la columna se ensancharon, se presentó desgarro en el alma de la columna a lo largo de la parte superior de la placa extendida. En espécimen C se presentó pandeo en el alma de la columna por compresión, desgarro de la soldadura en la brida superior entre la viga, el eje mayor y la placa extendida. En el espécimen D se presentó desgarro en el alma de la columna en dirección del extremo inferior al extremo superior del alma. En el espécimen E se presentó falla en los tornillos de la conexión de eje mayor, en la soldadura de la brida de tensión de la viga del eje mayor.

De la Cruz (2020) realizó el estudio de diez conexiones viga columna, los cuales estudio experimentalmente y mediante la simulación numérica con el programa ABAQUS. Las conexiones consistieron en utilizar vigas de sección I (IR o W), con columnas de sección HSS (OR, HSS o cajón), se dividen en cinco conjuntos en los cuales se varió el espesor del diafragma: 1) tres conexiones viga I con columna tipo cajón de cuatro placas, con diafragma interno variando el espesor del diafragma. Se utilizó soldadura para unir todos los elementos estructurales; 2) una conexión viga I con columna tipo cajón de cuatro placas, con diafragma externo, se utilizaron pernos para unir la placa a cortante y las placas de diafragma externo; 3) dos conexiones donde la viga I se conecta a través de sus patines a los diafragmas atravesados al alma de la viga, las cuales se unen a las paredes de la columna hueca empleando soldadura de penetración completa; 4) dos conexiones que consisten en una viga I conectada a una columna de sección hueca OR (HSS), mediante diafragmas externos, las uniones se realizaron con soldadura de penetración completa; y 5) dos conexiones que consisten en una viga I conectada a una columna de sección hueca empleando diafragmas exteriores, se utiliza en conjunto una placa soldada entre ellos que conforman un muñón de sección transversal tipo I, el cual se encuentra soldado al paño de la columna empleando soldadura de penetración completa.

La conexión viga I con columna cajón con cubreplaca soldada directamente es una configuración muy utilizada en México. Sin embargo, de los resultados experimentales se muestra que su comportamiento no es dúctil. No se recomienda el uso de esta conexión sin diafragma interno. El espesor de este diafragma deber ser mayor al espesor del patín de la viga. Se recomienda el uso de la soldadura de penetración completa para realizar esta conexión. De las pruebas experimentales se observó que es necesario soldar el alma de la viga al patín de la columna. El uso de placas de cortante modifica la concentración de esfuerzos, solo se recomienda como elemento para facilitar el proceso de montaje. Los especímenes con diafragma interior y sección cajón no califican para el uso en marcos con ductilidad alta, se debe limitar su uso en marcos con ductilidad intermedia siempre que se realice un adecuado detallado de la conexión.

Las conexiones viga columna con diafragma atravesado es una configuración complicada de fabricar en México. En las pruebas experimentales se observó un comportamiento dúctil, siempre que cuente con un adecuado detallado de la conexión, se requiere emplear soldadura AWS D1.8-DC. Se recomienda el uso de esta configuración con vigas tipo muñón, para que la aplicación de soldaduras se realice en taller. Las conexiones con diafragma atravesado, si califican para su uso en marcos con ductilidad intermedia y ductilidad alta. Las conexiones viga columna con diafragma exterior es una configuración de fácil fabricación y diseño para emplearse en México. En las pruebas experimentales se observó un comportamiento dúctil, siempre que se realice un detallado adecuado de la

conexión, se requiere una soldadura AWS D1.8-DC. Se recomienda el uso de esta configuración con vigas tipo muñón, para que la aplicación de soldaduras se realice en taller. Las conexiones con diafragma exterior si califican para su uso en marcos con ductilidad intermedia y ductilidad alta. Los resultados experimentales mostraron que esta configuración de diafragma es la más eficiente de las conexiones estudiadas.

El diseño de marcos rígidos de acero que involucran el desarrollo de ductilidad media y alta ($Q=3$ y $Q=4$), de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS-20, 2020), y a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTCA-20, 2020), incluyen una expectativa implícita de que los sistemas estructurales experimentarán deformaciones inelásticas sustanciales cuando se someten a movimientos fuertes del terreno de sismos de diseño, generalmente concentrado en la resistencia a momento de las conexiones viga-columna. En diversos terremotos las conexiones de estructuras de acero han experimentado fallas importantes, como por ejemplo durante el sismo de México de septiembre 19 de 1985, otros sismos con fallas en conexiones de acero bien documentadas son el de Northridge de 1994 y el de Kobe de 1995. En el sismo de Northridge de 1994, un número de edificios a base de marcos rígidos de acero sufrieron fracturas frágiles que comenzaron en las uniones del borde del patín de la viga soldada a la columna.

En las normas NTCA-20 (2020) y NTCS-20 (2020) se requiere que las conexiones a momento utilizadas en marcos rígidos de acero de ductilidad media y alta sean capaces de proporcionar la ductilidad necesaria. Así, como lo establece el AISC-341-16 (2016) a raíz de las recomendaciones del SAC Joint Venture (FEMA 350d, 2000), dos medios de demostración son aceptables. Un medio consiste en pruebas específicas del estudio en las que un número limitado de especímenes a escala completa, que representan las conexiones que se utilizarán en una estructura, se construyen y prueban de acuerdo con un protocolo prescrito en el capítulo K de las disposiciones sísmicas del AISC-341-16 (2016). Reconociendo que es costoso y consume mucho tiempo realizar tales pruebas, las disposiciones sísmicas del AISC-341 también establecen la precalificación de las conexiones (AISC-360, 2016) consistentes en un riguroso programa de pruebas, evaluación analítica y revisión por un organismo independiente, el panel de revisión de precalificación de conexión. Las conexiones contenidas en esa norma han cumplido con el criterio para la precalificación cuando se aplica a la estructura que cumpla con las limitaciones contenidas aquí y cuando se diseña y se detalla de acuerdo con esta norma.

En México se tienen procedimientos de diseño para conexiones precalificadas, según las normas NTCA-20 (2020), las cuales adoptan parte de las AISC 360-16. Estos procedimientos no están del todo desarrollados para las conexiones de columnas tubulares y vigas con perfiles IR, en comparación a los procedimientos de conexiones precalificadas, el estudio de que se presenta en este trabajo tiene como objetivo contribuir en la construcción de procedimientos prácticos para los ingenieros de la práctica. Debido a que en México es limitado el número de pruebas experimentales de conexiones de acero realizadas, por ejemplo: Gómez-Bernal *et al.* (2007), Martín del Campo y Gómez-Bernal (2010) y Jesús de la Cruz (2020) es pertinente recopilar información experimental de otras fuentes (por ejemplo, FEMA-350), de tal manera que se apeguen a los parámetros que se usan en los edificios de acero construidos en México, y de esta manera realizar análisis con modelos de elementos finitos para proponer recomendaciones de diseño. Por lo que el objetivo

de este artículo es la evaluación estructural de modelos de conexiones de vigas I con columnas HSS mediante modelos de elementos finitos con modelos constitutivos no lineales. Se estudiaron seis conexiones con diafragma externo, en tres de ellas se consideró relleno de concreto en la columna tubulares huecas. En las curvas momento-rotación se muestran la contribución que tiene la columna rellena con concreto sobre las conexiones.

El contenido de este artículo es como se describe a continuación. En la sección 2 se calibran dos modelos numéricos de conexiones con modelos experimentales. En la sección 3, se estudian conexiones con diafragma externo, considerando columnas huecas y rellenas de concreto. En la sección 4 se comparan los resultados de las conexiones con distintos diafragmas externos y la contribución del concreto en la columna. Finalmente, en la Sección 5 se proporcionan las conclusiones derivadas de este trabajo.

2 CALIBRACION DE MODELOS NUMÉRICOS CON EXPERIMENTALES

La calibración del modelo constitutivo para los definir el comportamiento de los metales, se realizó con la modelación de dos conexiones a momento entre viga I y columnas tubulares huecas (HSS), ensayadas experimentalmente por Martin del Campo (2013). La primera conexión A, se trata de una conexión soldada directamente como se muestran en la Figura 1a. La segunda conexión B se trata de una conexión a momento con diafragma externo como se muestra en la Figura 1b.

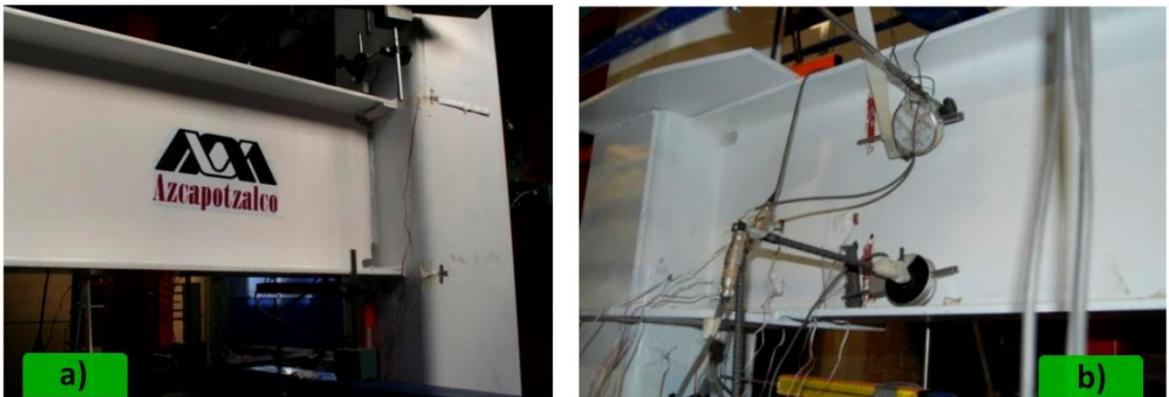


Figura 1. Conexiones: a) A, soldada directamente, y b) B, con diafragma externo, (tomadas de Martin del Campo 2013).

Las propiedades mecánicas de los diferentes elementos estructurales se probaron experimentalmente con ensayos de tensión, los cuales no se reportan en la tesis de Martin del Campo (2013). Por lo cual fue necesario obtener una aproximación de las pruebas experimentales, para ello se utilizó el algoritmo de Ramberg y Osgood (1943) tomando los valores de las propiedades mecánicas de la Tabla 1. El objetivo de utilizar este algoritmo fue obtener el comportamiento no-lineal aproximado del

acero, sin depender de un ensayo experimental para poder definir el modelo constitutivo.

En la columna se utilizó un perfil hueco HSS 305x305x12.7 mm, las propiedades mecánicas que se utilizaron para la columna fueron las del acero ASTM A500. En la viga se utilizó un perfil IPR 406x53.7 kg/m, sus propiedades mecánicas se utilizaron las del acero ASTM A572. Para los demás elementos estructurales se utilizaron las propiedades mecánicas del acero ASTM A36 (apoyos, placa cortante y diafragmas).

Tabla 1. Propiedades mecánicas.

Material	Módulo de elasticidad (GPa)	Módulo de compresibilidad (GPa)	Módulo de cortante (GPa)	Elongación de ruptura (%)	Esfuerzo de fluencia (MPa)	Esfuerzo último (MPa)
ASTM A36	204.169	79.3	160	20	250	400
ASTM A500	205.714	80	160	23	315	400
ASTM A572	205.714	80	160	18	345	450

2.1 Conexiones A – Soldada directamente

Para esta conexión se simularon tres diferentes casos, el primer caso se modeló la conexión utilizando elementos tipo SOLID186 como se muestra en la Figura 2a, estos elementos son asignados por defecto en el programa de cómputo. Para la unión de los diferentes tipos de elementos estructurales se consideró un acoplamiento perfecto, para todos los modelos se realizó una malla estructurada y el acceso de la soldadura en el alma de la viga se consideró una forma cuadrada, a este modelo se le asignó el código SA1.

El segundo caso se modeló la conexión con elementos tipo SOLID186, como se muestra en la Figura 2b, se modeló la soldadura y se definieron contactos entre las uniones de los diferentes elementos estructurales. Se utilizaron dos tipos de contactos, para la unión entre la placa a cortante y el alma de la viga se definió un contacto tipo fricción (Friccional) con un coeficiente de fricción de 0.3 recomendado por Gallegos Marcos (2017), para los demás contactos se utilizaron contactos tipo unión (Bonded) a este modelo se le asignó el código SA2.

El tercer caso se modeló la conexión con elementos tipo SHELL181, cascarón, como se muestra en la Figura 2c, se consideró un acoplamiento perfecto en la unión entre los diferentes elementos estructurales que la conforman, a este modelo se le asignó el código SA3. Para garantizar la unión de todos los nodos en las fronteras de los elementos estructurales, se utilizó una conexión de malla (Mesh Connection), esto se realizó para unir los nodos entre las aristas y las superficies.

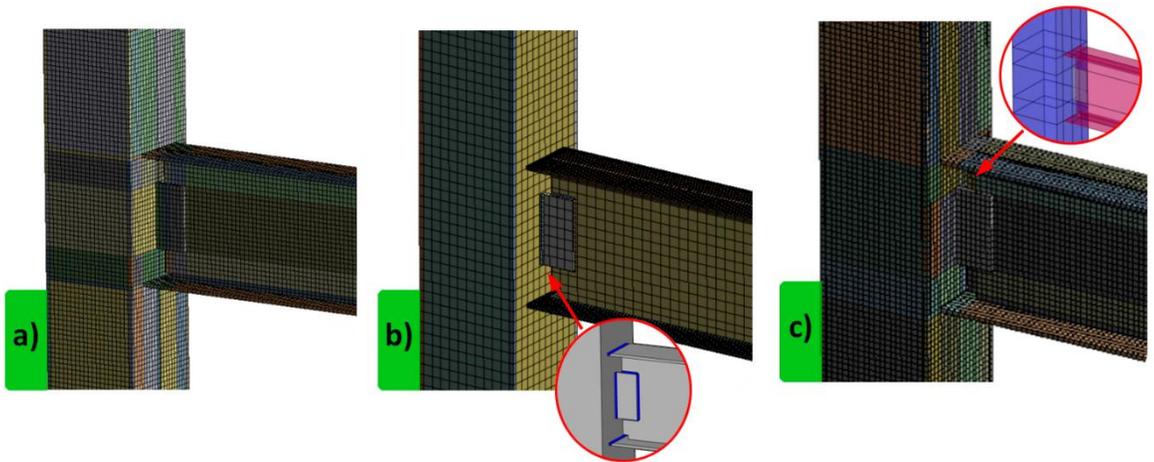


Figura 2. Modelos de la conexión soldada directamente: a) SA1, b) SA2 y c) SA3.

En los apoyos se asignó un desplazamiento remoto (remote displacement), este tipo de restricción permite definir el comportamiento por separado de los desplazamientos y giros sobre los ejes x , y , z . Esta restricción se asignó en la superficie del agujero donde se restringieron los tres desplazamientos sobre los ejes x , y , z , para los giros se liberó el giro sobre el eje z y se restringieron los giros en los ejes restantes. En los patines de la viga se restringió el desplazamiento sobre el eje z como se muestra en la Figura 3a, el patrón de carga se asignó a una distancia de 150 mm del lado libre de la viga I, el patrón de carga se muestra en la Figura 3b.

Las restricciones para los apoyos, desplazamiento lateral y la distancia de la aplicación de la carga, es la misma para todos los modelos estudiados en el presente trabajo. También los modelos se omitieron dos características del modelo real: los radios de las esquinas de la columna y la forma circular del acceso de la soldadura en el alma de la viga. Estas simplificaciones se realizaron para facilitar la creación de una malla estructurada y no obtener tamaños de malla muy pequeños. Se debe considerar que en los programas de elemento finito se puede detener la simulación debido a que el procesador no es capaz de resolver las ecuaciones, esto se presenta cuando se tienen singularidades en la malla o cuando el tamaño de malla es pequeño aunado a un sistema de cómputo no muy potente.

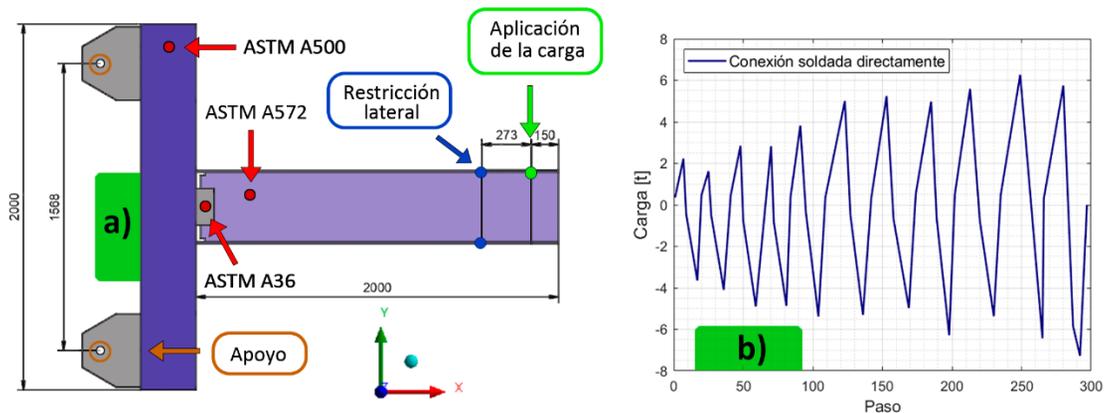


Figura 3. Conexión A: a) condiciones de frontera y b) patrón de carga.

Los resultados de la simulación numérica para los modelos SA1 y SA2 se muestran en la Figura 4a, se observa que la respuesta no tiene un cambio significativo si se asigna un acoplamiento perfecto o contactos en los límites entre los diferentes elementos estructurales. En la Figura 4b se muestra la respuesta numérica del modelo SA3, se observa que se tiene un comportamiento aproximado a la prueba experimental, con este modelo se estudió la diferencia de utilizar elementos tipo cascarón (SHELL), lo que se observó es que estos elementos son más apropiados para representar el comportamiento de los metales, teniendo como desventaja la dificultad al modelar la conexión ya que se espera obtener una malla parecida a la conexión real como se observa en la Figura 2c.

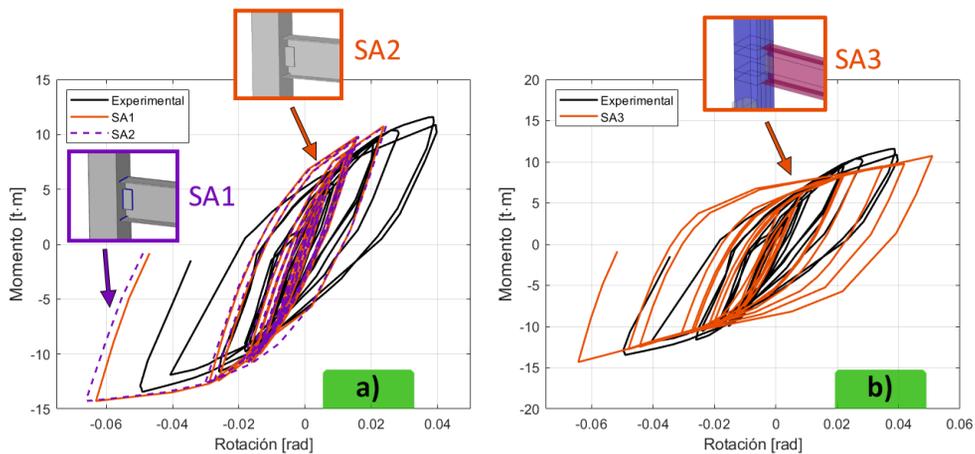


Figura 4. Respuesta numérica: a) SA1 y SA2 y b) SA3.

Para estos modelos se asignaron las curvas multi-lineales del esfuerzo contra la deformación para describir el comportamiento constitutivo del acero. En estos modelos solo se tomaron en cuenta la no-linealidad del material, pero no se consideraron los efectos de segundo orden. En la Figura 5b se muestra la distribución de los esfuerzos que se obtienen en el modelo SA3 al final de la

simulación numérica, se observa que la falla en la simulación numérica corresponde a la observada en la prueba experimental que se muestra en la Figura 5a. En el último paso del patrón de carga, en la distribución de esfuerzos se obtuvo que el esfuerzo máximo obtenido era mayor al esfuerzo último de la columna pero menor al esfuerzo último de la viga, lo que comprueba la similitud de la falla entre la prueba experimental y la simulación numérica. Por lo que se valida el programa, los elementos finitos y el modelo constitutivo para modelar conexiones de acero.

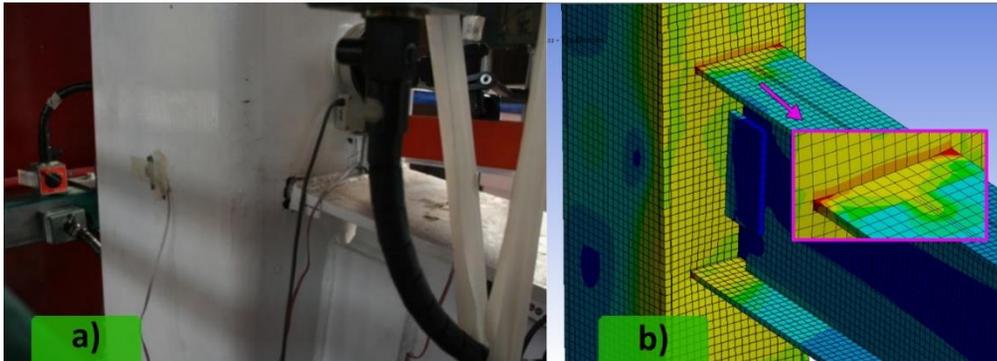


Figura 5. Modo de falla de la conexión A: a) prueba experimental (tomada de Martin del Campo 2013) y b) modelo SA3.

2.2 Conexiones B – Con diafragma externo

Con la conexión con diafragma externo se realizaron tres modelos diferentes, en estos modelos se tomaron en cuenta los efectos de segundo orden (large deflection). El primer modelo se le asignó un código SB1, el cual se modeló utilizando elementos tipo SOLID186. Para el segundo modelo se asignaron elementos tipo cascarón, SHELL181, y el código SB2. Con el tercer modelo se asignaron elementos tipo sólido, SOLID181, efectos de segundo orden, se activó la opción de solución cuasi estática y se le asignó el código SB3.

El objetivo de los modelos SB1 y SB2, es comparar la respuesta considerando los efectos de segundo orden, una comparación similar hecha con los modelos SA1 y SA2. Los efectos tomados por el programa de cómputo son debidos al cambio en la matriz debida al cambio de forma de los elementos estructurales. El modelo SB3 se modeló para comprobar el efecto que tiene la opción de solución cuasi-estática del programa ANSYS Workbench (Quasi-Static Solution) en la respuesta de la simulación numérica. Al activar esta opción se suavizan los esfuerzos cuando se alcanzan los esfuerzos últimos definidos en los modelos constitutivos, este modelo se le asignaron elementos tipo cascarón, SHELL181.

Las restricciones se aplicaron de igual forma como en los modelos anteriores, las cuales se muestran en la Figura 6a. El patrón de carga se muestra en la Figura 6b, se reporta que el patrón utilizado en las pruebas experimentales se controló la carga y no el desplazamiento, se observa que en la parte final del patrón de carga, la conexión experimentalmente se llevó más allá del punto de falla de la misma, el cual se reporta que fue por pandeo en las placas del diafragma y patines de la viga.

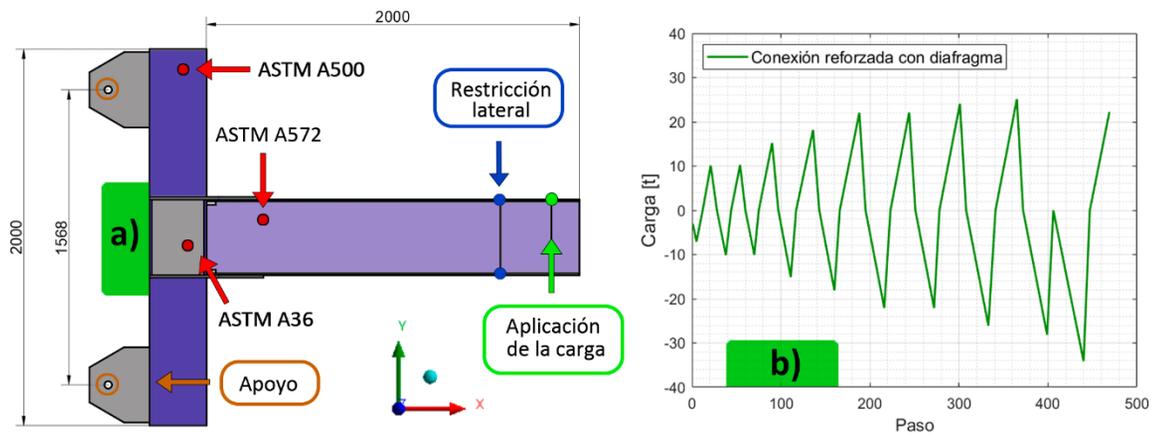


Figura 6. Conexión B: a) condiciones de frontera y b) patrón de carga.

En la Figura 7a se muestra la comparación entre todos los modelos, se observe que la respuesta es similar entre los tres modelos, la falla de la simulación numérica se presenta entre los pasos de carga 33 al paso 34, para los tres modelos no se logra una aproximación en los últimos ciclos de carga debido a las limitaciones de los modelos constitutivos y ser un análisis del tipo implícito. El modelo SB1 falla en el paso 34 debido a que se usaron elementos tipo SOLID186 por lo cual se tienen esfuerzos de menor magnitud. Entre los modelos SB2 y SB3, se observa un comportamiento muy similar, el modelo SB2 falla un poco después debido a que no tiene ese suavizado en los esfuerzos. Para los modelos SB1 y SB2 se obtiene un error de convergencia en el programa de cómputo para los esfuerzos.

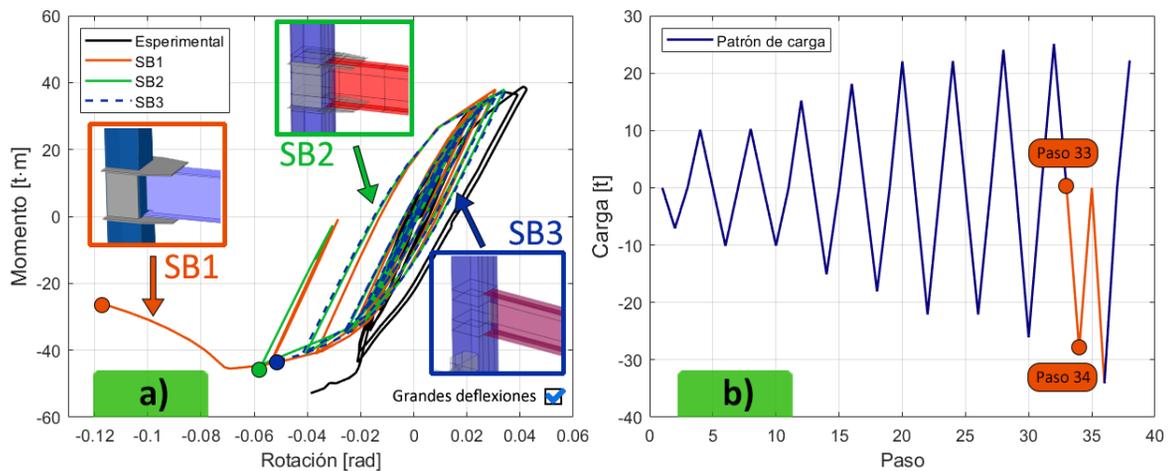


Figura 7 a) Comparación de resultados entre los modelos SB1, SB2 y SB3 y b) zona de falla.

En el modelo SB3 se obtiene un fallo en la simulación numérica debido a que se presentaron deformaciones muy grandes al final del análisis, con la opción de

solución cuasi-estática se observa el pandeo de los patines y alma de la viga. Debido a que no se reportan fotos cronológicas de la falla de la conexión B, no se puede tomar como referencia algún pasó en el cual se considere la falla de diseño de la conexión. Para los modelos SB1 y SB2 no se presentan deformaciones en los patines ni placas de los diafragmas.

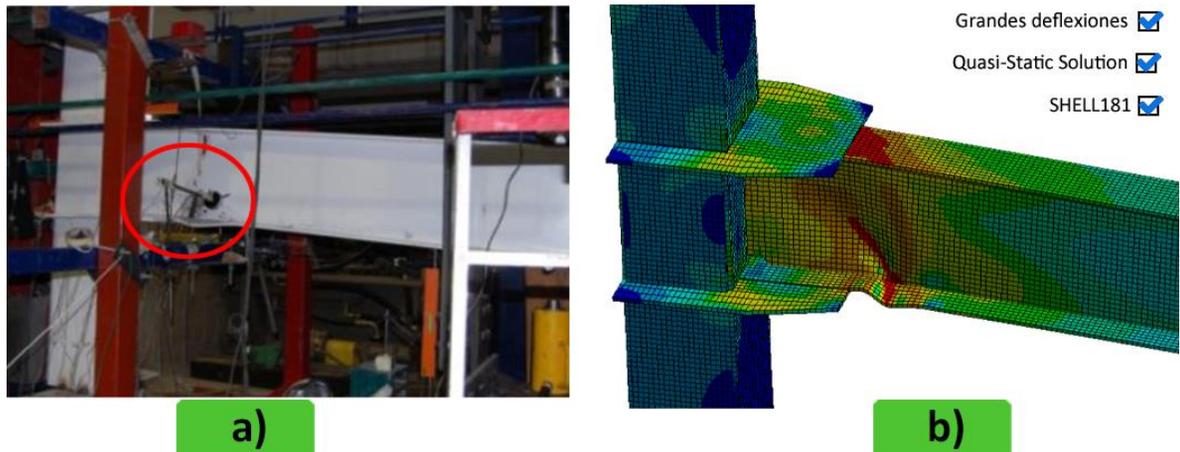


Figura 8. a) comienzo de la falla (tomada de Martin del Campo 2013) y b) falla en la simulación numérica.

3 ESTUDIO DE CONEXIONES CON DIAFRAGAMA EXTERNO INTERMEDIO

Partiendo de la calibración del modelo constitutivo con las conexiones ensayadas experimentalmente, se plantearon tres nuevas conexiones con diafragma externo, las cuales se muestran en la Figura 9a. El objetivo de estas conexiones es tener una capacidad de disipación de energía intermedio entre la conexión A, soldada directamente, y la conexión B, con un diafragma rígido. Para llevar a cabo dicha comparación fue necesario analizar de nueva cuenta simular numéricamente las conexiones SA2 y SB1 con un patrón de desplazamiento propuesto en el AISC 341-16 (2016) que se muestra en la Figura 9b. En estos modelos se les consideraron los efectos de segundo orden, y se les asignó el código HCD01 al modelo SA1 y HCD02 al modelo SB2, correspondientes a las conexiones calibradas con los resultados experimentales. A los modelos numéricos de las conexiones con diafragma intermedio externo se les asignaron los códigos HCD03, HCD04 y HCD05, respectivamente (Figura 9b). La placa del diafragma se consideró del mismo espesor que los patines de la viga, de igual forma la placa que conecta la columna y la viga se consideró del mismo espesor que el alma de la viga. Las condiciones de frontera y propiedades mecánicas se mantienen de igual forma que en los modelos de la sección 2.

Posteriormente, los modelos de las conexiones con diafragma intermedio (HCD03, HCD04 y HCD05) se le incluyó la columna rellena con concreto. A estos modelos se les agregó la letra C al final de código, tal que HCD03C, HCD04C y HCD05C, respectivamente, para indicar si el modelo tiene la columna rellena de concreto. En estos modelos se utilizaron elementos tipo SOLID185 para modelar el concreto, a

los cuales se les asignó el modelo constitutivo del concreto William y Warnke (1975). Este modelo constitutivo se asignó mediante comandos de APDL, mismo que utiliza elementos tipo SOLID65, este tipo de elemento están conformado por ocho nodos en cada vértice, por esta razón se utilizaron elementos tipo sólidos y también se pasó de tener 20 nodos (SOLID186) a ocho nodos por elemento (SOLID185). Cuando se utilizó el modelo constitutivo del concreto de APDL en Workbench se observó que al utilizar el modelo constitutivo del acero propio de Workbench, el programa no toma en cuenta el modelo constitutivo del acero, por lo tanto se tuvo que definir el modelo constitutivo de los aceros mediante comandos de APDL.

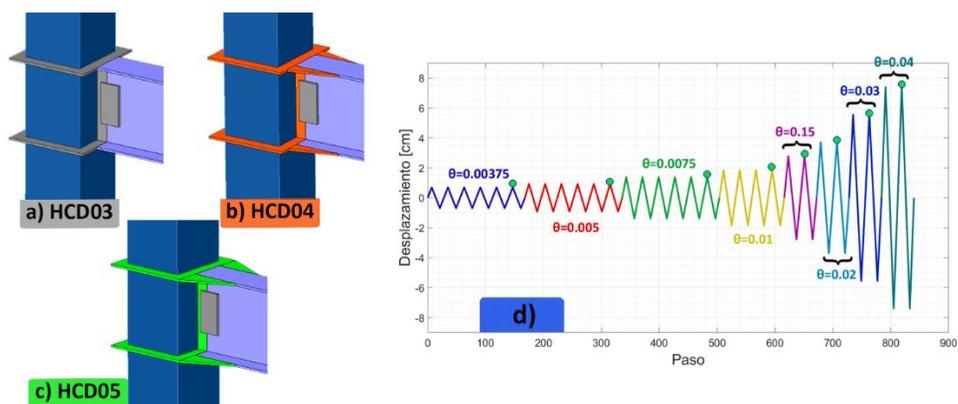


Figura 9. a) HCD03 y b) HCD04, c) HCD05 y d) patrón de desplazamiento.

3.1 Conexión HCD01

Este modelo corresponde al modelo de la conexión A, considerando los efectos de segundo orden, el patrón de desplazamiento del AISC358 y las consideraciones para las conexión con columna rellena de concreto. Los modelos constitutivos de los aceros se asignaron mediante el uso de comandos de APDL. La curva del momento contra la rotación que se obtiene para este modelo se muestra en la Figura 10a, se observa que el comportamiento de la conexión es similar al comportamiento experimental de la conexión. La carga máxima obtenida con el patrón de desplazamiento fue de 6.51 t y la carga mínima -7.3 t. La carga máxima reportada en la prueba experimental fue de 6.26 t y una carga mínima de -7.27 t. La diferencia entre la carga obtenida en la simulación numérica se debe al uso de un menor número de ciclos y a la modificación debida al uso de gatos hidráulicos, al pasar de un patrón de desplazamiento a un patrón de carga mediante una conversión lineal.

En la Figura 10b se muestra la distribución de esfuerzos que se obtienen para el desplazamiento máximo positivo del patrón de desplazamiento. En la unión entre el paño de la columna y los patines de la viga, el esfuerzo obtenido en la simulación numérica sobre pasa al esfuerzo último del acero de la columna. Los esfuerzos obtenidos en los patines de la viga son esfuerzos menores al esfuerzo último del acero de la viga, por lo tanto, se obtendría una falla similar a la reportada en la prueba experimental. En la distribución de esfuerzos de la columna se puede observar que, a la altura del alma de la viga, la columna presenta una concentración de esfuerzos superior a su esfuerzo último debida a que el modelo se lleva a una rotación mayor comparada a la reportada en la prueba experimental.

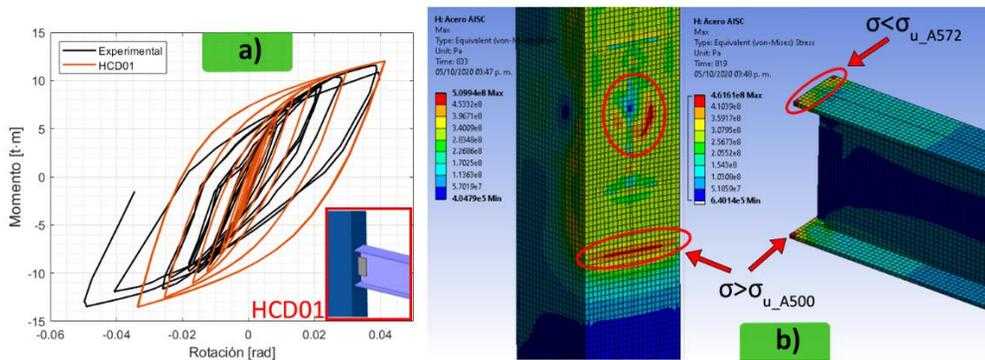


Figura 10. HCD01: a) respuesta numérica y b) distribución de esfuerzos.

3.2 Conexión HCD01C

Para este modelo, el tiempo de simulación fue de 18 horas, la malla estructura se conformó por 102057 nodos y 83178 elementos. En la Figura 11a se muestra la curva del momento contra la rotación de los modelos HCD01 y HCD01C, en esta curva se observa que en los primeros pasos un aumento en la rigidez de la conexión debida al concreto, esta rigidez se degrada una vez que el concreto en la zona de la conexión se daña. El momento máximo obtenido fue de 11.37 t·m con una rotación de 0.038 rad. El momento mínimo obtenido fue de -14.186 t·m con una rotación de -0.0368 rad. Para el modelo HCD01 se obtuvo un momento máximo de 12.052 t·m con una rotación de 0.0414 rad, se obtuvo un momento mínimo de -13.51 t·m con una rotación de -0.0336 rad.

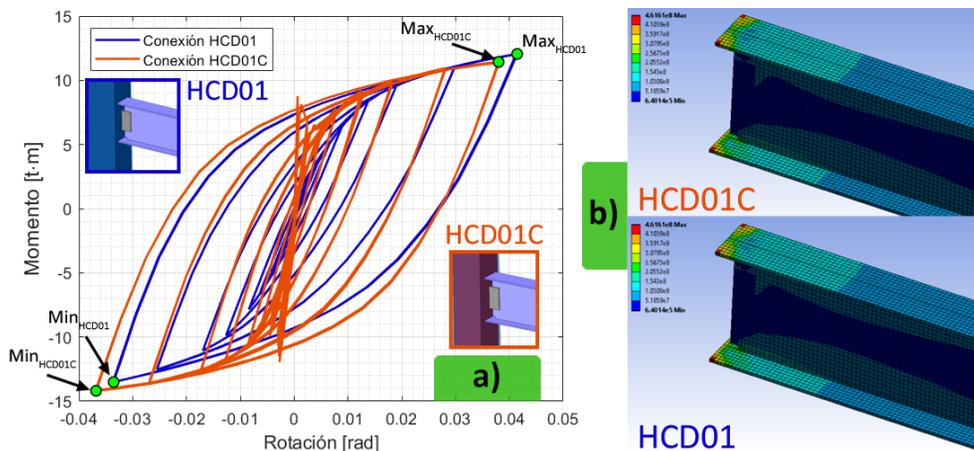


Figura 11. a) respuesta de los modelos HCD01 y HCD01C y b) distribución de esfuerzos de la viga.

El esfuerzo máximo en los patines de la viga fue 461.68 MPa, el esfuerzo mínimo fue 661.73 MPa para el modelo HCD01C. En el modelo HCD01 el esfuerzo máximo fue de 461.61 MPa y el esfuerzo mínimo fue de 461.98 MPa. La concentración de esfuerzos en los patines de la viga fue similar entre los modelos HCD01 y HCD01C, como se muestra en la Figura 11b. En ambos modelos, los esfuerzos máximos se presentan en los extremos de los patines de la viga con una magnitud mayor al esfuerzo último de la columna. Se comprobó que la participación de la placa cortante

en la concentración de esfuerzos fue mínima, pues las magnitudes de los esfuerzos en esta zona tienden a ser pequeños.

En el modelo HCD01C se obtuvo un esfuerzo máximo en el paño de la columna de 532.33 MPa y el esfuerzo mínimo fue de -525.89 MPa. En el modelo HDC01, el esfuerzo máximo fue de 509.94 MPa y un esfuerzo mínimo de 509.44 MPa, como se muestra en la Figura 12a, los esfuerzos máximos para los dos modelos son mayores a al esfuerzo último de la columna (492.77MPa). Se observa que en el modelo HCD01C se presenta un aumento en la magnitud de los esfuerzos máximos y mínimos, pero una reducción en las concentraciones de esfuerzos que se presentan en el paño de la columna. En el modelo HCD01C los esfuerzos máximos solo se presentan en la zona de contacto entre el paño y el alma de la viga.

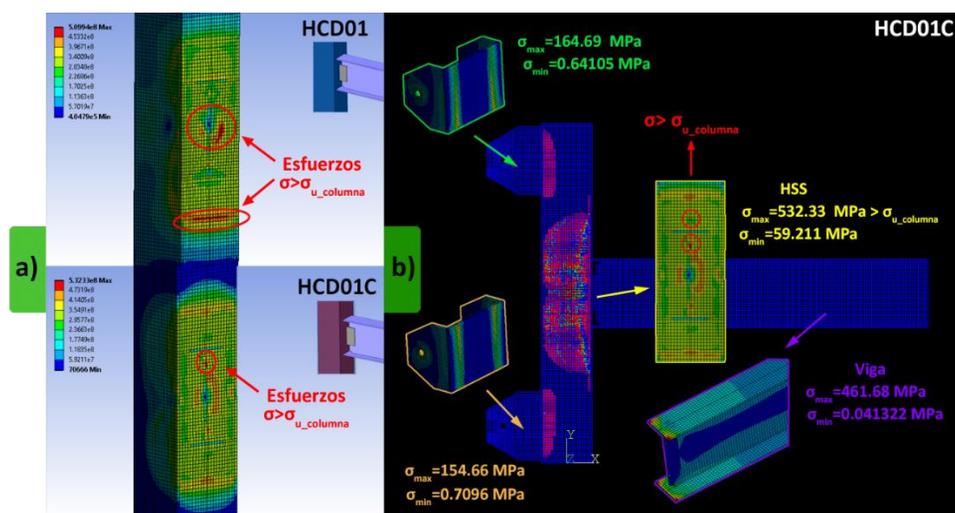


Figura 12. a) distribución de esfuerzos y b) patrón de agrietamiento.

En la Figura 12b se muestra el patrón de agrietamiento y distribución de esfuerzos para todos los elementos estructurales que componen el modelo HCD01C. Cuando se alcanza una rotación total de 0.04 en la conexión para el desplazamiento máximo de 0.074 m en el paño de la columna se obtuvo un esfuerzo máximo de 532.33 MPa, este esfuerzo sobrepasa el esfuerzo ultimo de acero de la columna (440.78 MPa), lo que causaría que se presentará una falla de desgarro laminar en el paño de la columna en la zona cercana al alma de la viga.

3.3 Conexión HCD02

En este modelo se tomaron las propiedades mecánicas y restricciones de los apoyos que se utilizaron para la conexión B. La malla se estructuró, obteniéndose 55132 nodos y 29554 elementos; se asignó una aproximación lineal para el cálculo de los desplazamientos. El momento máximo reportado en la prueba experimental fue de 38.91 t·m con una rotación de 0.0413 rad. Se obtuvo un momento mínimo de -52.847 t·m con una rotación de -0.0367 rad. Para la simulación numérica se tiene un momento máximo de 43.744 t·m y un momento mínimo de -45.1345 t·m. El comportamiento de la conexión HCD02 bajo la demanda del patrón de desplazamiento, se obtuvieron mayores rotaciones llegando a desarrollar los últimos

dos ciclos del patrón de desplazamiento con una rotación máxima de 0.056 rad como se muestra en la Figura 13.

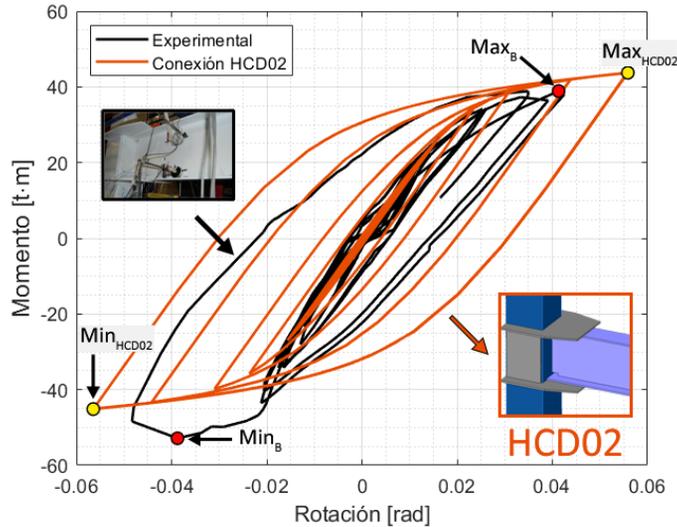


Figura 13. Respuesta del modelo HCD02.

Cuando se alcanza el desplazamiento máximo de 0.06178 m en el paso 819 se tiene un esfuerzo máximo en el paño de la columna de 409.36 MPa y un esfuerzo mínimo de 0.8179 MPa como se muestra en la Figura 14a. En el diafragma externo, en la cubre placas se tiene un esfuerzo máximo de 372.26 MPa y un esfuerzo mínimo de 0.411 MPa como se muestra en la Figura 14b. Para los patines de la viga se tiene un esfuerzo máximo de 438.85 MPa y un esfuerzo mínimo de 0.7415 MPa que se muestra en la Figura 14c. Se observa que para ningún elemento estructural se sobre pasa su esfuerzo último, el esfuerzo con mayor magnitud se presenta en el panel de la columna, el cual está localizado en pequeñas concentraciones de esfuerzo debidas a la interacción de la cubreplaca y el paño de la columna, estas distribuciones se muestran en la Figura 14.

En la prueba experimental de reporte una carga máxima de 25.1 t y una carga mínima de -28.115 t. Para la conexión HCD02 la carga máxima fue de 29.2322 t, la cual ocurrió en el paso 805, se obtuvo una carga mínima de -28.3318 t, esta ocurrió en el paso 791. El aumento en las magnitudes de la carga en la conexión HCD02 se debe a que en la simulación numérica se alcanzaron mayores rotaciones en comparación a lo ocurrido en la prueba experimental.

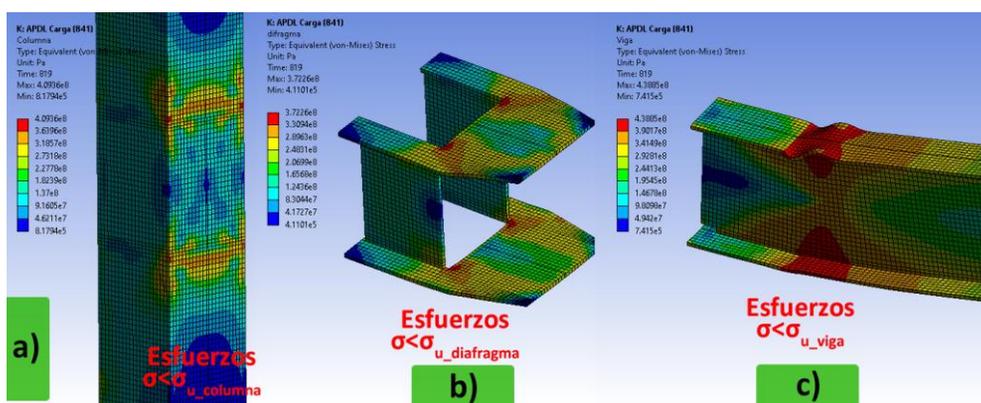


Figura 14. Distribución de esfuerzos para el modelo HCD02: a) columna, b) diafragma y c) viga.

3.4 Conexión HCD02C

En el modelo HCD02C se utilizó una aproximación lineal para el cálculo de los desplazamientos, se utilizó una malla estructurada que está conformada por 106252 nodos y 85813 elementos. El tiempo de cómputo para esta conexión fue de alrededor de las 19 horas. En la Figura 15a muestra la comparación de las respuestas entre la conexión B con la conexión HCD02C. El momento máximo en la conexión HCD02C fue de 43.9128 t·m con una rotación de 0.0544 rad; el momento mínimo fue de -46.4208 t·m con una rotación de -0.0547 rad. Estos valores se obtienen en ciclos posteriores a los que alcanzó la prueba experimental de la conexión B.

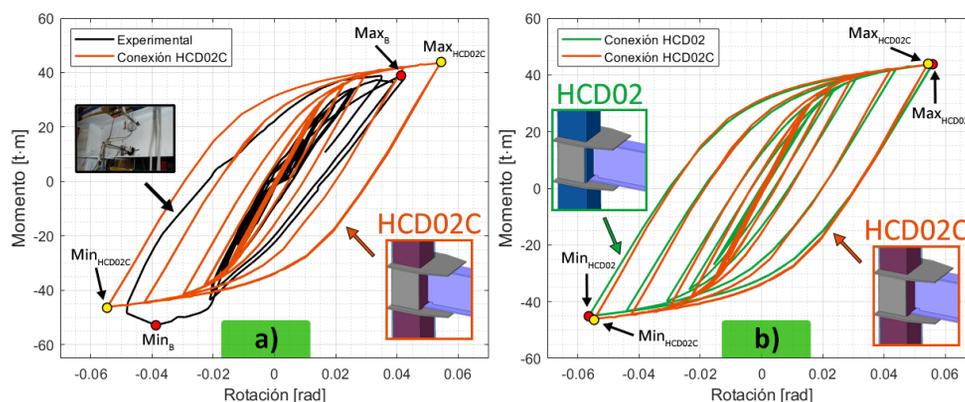


Figura 15. Curva del momento contra la rotación: a) experimental - concreto y b) acero – concreto.

La comparación del comportamiento de la conexión con la columna rellena de concreto y sin rellena, se muestra en la Figura 15b. En este tipo de conexión, el diafragma externo tiene gran influencia en el comportamiento de la columna, debido a que rigidiza toda la zona de la viga que está en contacto con las cubre placas, desarrollando la articulación plástica enseguida donde terminan las cubre placas. Para la conexión HCD02 se tiene un esfuerzo máximo de 43.7443 t·m con una rotación de 0.0559 rad y un esfuerzo mínimo de -45.1345 t·m con una rotación de -

0.0565. Se observa que los valores de los momentos y rotaciones son similares entre estos dos modelos; y la influencia del concreto en la conexión es mínima. Esto se debe a la configuración en la que la columna está apoyada y a la longitud efectiva que se reduce por los apoyos. Se debe considerar que esta conexión es una idealización, por lo cual no se estudia la influencia del relleno de concreto en la columna HSS en el comportamiento global de la estructura.

En el modelo HCD02C, la concentración de esfuerzos que se desarrolla en la columna se muestra en la Figura 16a. En el paso 819, para el desplazamiento máximo del patrón de desplazamiento, se tiene un esfuerzo máximo en la columna de 405.29 MPa y un esfuerzo mínimo de 0.329 MPa como se muestra en la Figura 16a. En la Figura 16b se muestra la concentración de esfuerzos para el diafragma de la conexión, se obtuvo un esfuerzo máximo de 364.03 MPa y un esfuerzo mínimo de 0.766 MPa. La distribución de esfuerzos que se obtuvo en la viga se muestra en la Figura 16c, se obtuvo un esfuerzo máximo de 440.44 MPa y un esfuerzo mínimo de 0.186 MPa. La distribución de esfuerzos para los dos modelos HCD02 y HCD02C, es similar debido al tipo de configuración que se tiene en la conexión. En ambos modelos, los esfuerzos máximos se presentan en los patines y en el alma de la viga, localizadas en la frontera de las cubre placas, en esta zona se forma la articulación plástica para esta conexión. En las Figuras 16a y b se observa que la columna rellena de concreto no tiene una influencia significativa en el comportamiento sísmico de la viga, considerando las restricciones asignadas en la simulación numérica para la columna.

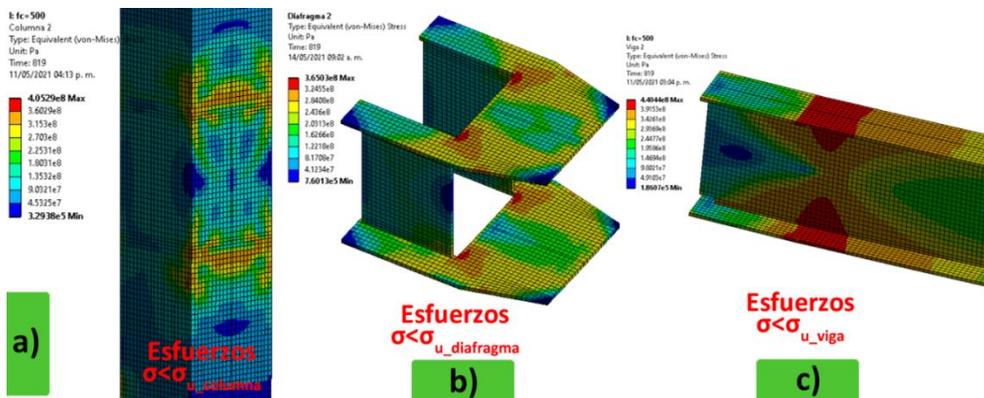


Figura 16. Distribución de esfuerzos para el modelo HCD02C: a) columna, b) diafragma y c) viga.

El patrón de agrietamiento para el paso 819 se muestra en la Figura 17, en este paso ocurre el desplazamiento máximo para el último ciclo del patrón de desplazamientos. Se tiene un esfuerzo máximo en el paño de la columna HSS de 405.29 MPa y un esfuerzo mínimo de 0.329 MPa. La magnitud del esfuerzo máximo es menor a la magnitud del esfuerzo último del acero de la columna (ASTM A500), por lo cual no se espera ninguna falla del acero en ninguna superficie de la columna.

En la articulación plástica que desarrolla la viga, para este paso se tiene un esfuerzo máximo de 440.04 MPa y un esfuerzo mínimo de 0.0186 MPa. Los esfuerzos que se desarrollan en los patines de la viga, que se encuentran en contacto con las cubreplacas, son menores a los esfuerzos últimos del acero del diafragma (ASTM

A36) y de la viga (ASTM A572). Con estos resultados se afirma que no se presentarán falla en las cubreplacas o en los patines de la viga que están en contacto con estas.

En el apoyo superior se obtuvo un esfuerzo máximo de 375.95 MPa y un esfuerzo mínimo de 1.77 MPa. El esfuerzo máximo para el apoyo inferior fue de 251.05MPa con un esfuerzo mínimo de 0.5213 MPa. Los esfuerzos máximos se desarrollaron en los extremos superiores de cada apoyo, en la superficie que se encuentra en contacto con el paño de la columna HSS. Los esfuerzos máximos son de menor magnitud al esfuerzo último del acero de los apoyos (ASTM A36).

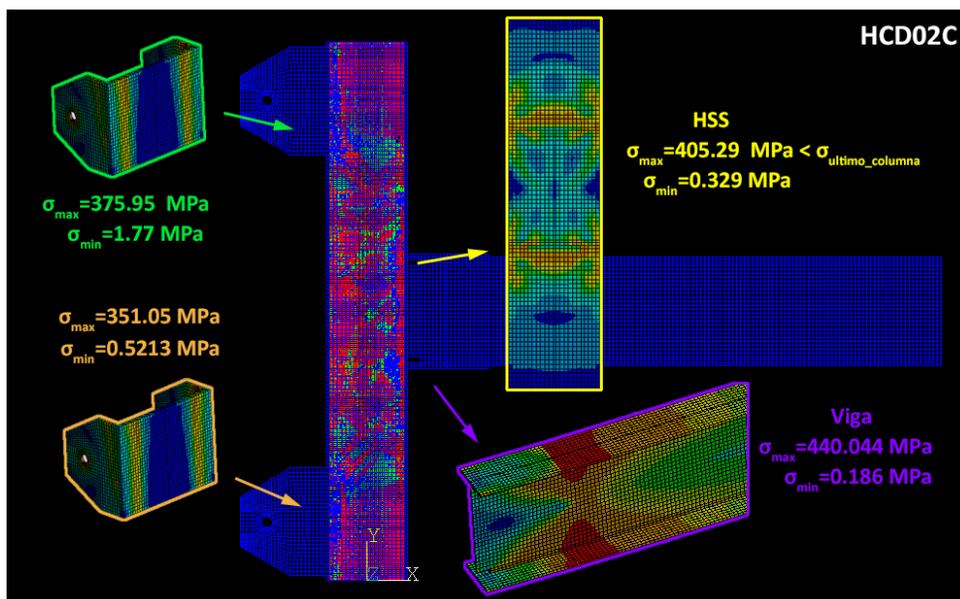


Figura 17. Comportamiento del concreto para el modelo HCD02C.

3.5 Conexión HCD03

Esta conexión tuvo un comportamiento similar al comportamiento desarrollado por la conexión A, el comportamiento del diafragma externo no generó dos pendientes en la rotación en comparación a los resultados obtenidos con la conexión B. En la Figura 18a se muestra la comparación de las curvas del momento contra la rotación de la conexión A y de la conexión HCD03, donde se observa que el uso de este tipo de diafragma incrementa la resistencia de la conexión en casi del doble. El momento máximo que se obtuvo fue de 20.2331 t·m para la conexión HCD03, para la prueba experimental se obtuvo un esfuerzo máximo de 11.5851 t·m. El esfuerzo mínimo para la conexión HCD03 fue de -21.699 t·m y para la conexión A se obtuvo un esfuerzo máximo de -13.453 t·m. Las rotaciones obtenidas entre ambas conexiones son similares

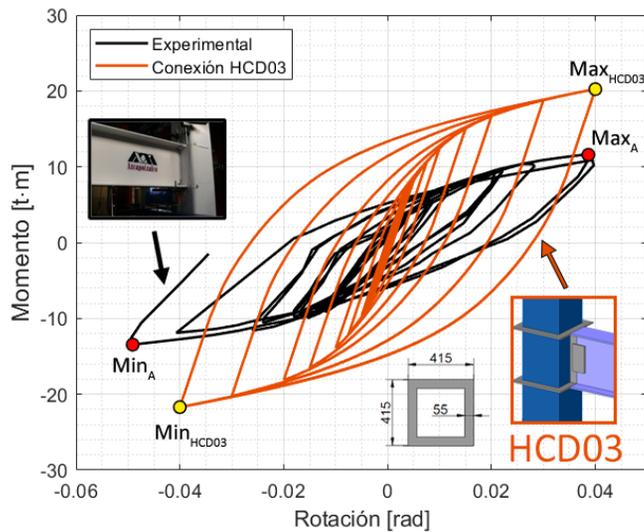


Figura 18. Curva de momento contra la rotación para el modelo HCD03.

En el último ciclo de patrón de desplazamiento, paso 819, se presenta el desplazamiento máximo. En la columna se obtuvo un esfuerzo máximo de 543.3 MPa, este esfuerzo es de mayor magnitud que el esfuerzo último del acero ASTM A500 (440.77 MPa), el esfuerzo máximo se desarrolla en pequeñas zonas en el paño de la columna HSS, en simetría al alma de la viga. Se obtuvo un esfuerzo mínimo de 0.973 MPa, la distribución de esfuerzos se muestra en la Figura 19a.

En la Figura 19b se muestra la distribución de esfuerzos que se desarrollan en los diafragmas externos, se obtuvo un esfuerzo máximo de 440.072 MPa y un esfuerzo mínimo de 3.733 MPa. El esfuerzo máximo tuvo una magnitud mayor al esfuerzo último del acero ASTM A36 (440.78 MPa). La distribución de esfuerzos en los anillos superior e inferior antecede la falla que ocurrirá en esta zona del acero, debido a que los esfuerzos máximos se desarrollan en todo el grosor de la placa que conforman al anillo rectangular. La distribución de esfuerzos que se desarrolla en la placa que une a los anillos y al alma de la viga, el esfuerzo máximo no excede la magnitud del esfuerzo último del acero ASTM A36.

En la viga se observa una concentración de esfuerzos en los extremos de los patines de ésta, como se muestra en la Figura 19c. El esfuerzo máximo que desarrolla la viga fue de 495.86 MPa, este esfuerzo tiene una magnitud cercana al esfuerzo último del acero ASTM 572 (495.98 MPa), es posible que en esta zona ocurre la falla de la conexión debido a los esfuerzos máximos que desarrollan el diafragma en conjunto con los patines de la viga.

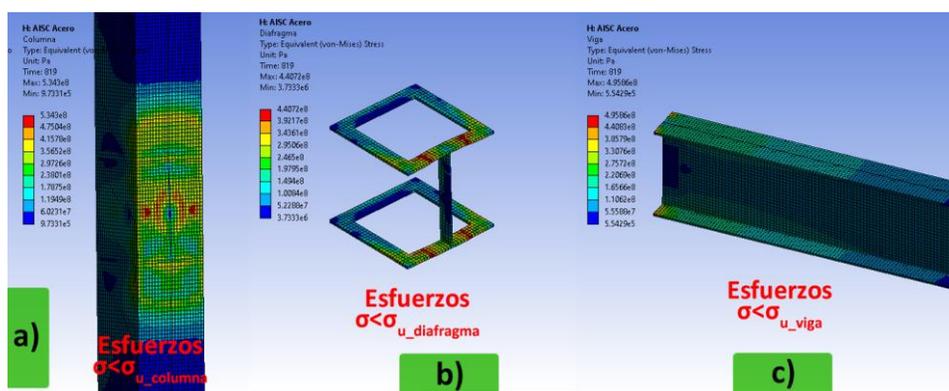


Figura 19. Distribución de esfuerzos para el modelo HCD03: a) columna, b) diafragma y c) viga.

3.6 Conexión HCD03C

Para este modelo se tiene una malla estructurada que está conformada por 103718 nodos y 84010 elementos. En la Figura 20a se muestra la comparación de las curvas del momento contra la rotación entre los modelos HCD03 y HCD03C. En el modelo HCD03C se tiene un momento máximo de 19.8597 t·m con una rotación de 0.0393 rad y un momento mínimo -22.6126 t·m con una rotación de -0.0393 rad. Para la conexión HCD03 se obtuvo un momento máximo de 20.2331 t·m con una rotación de 0.04 rad, el momento mínimo para esta conexión fue de -21.6993 t·m con una rotación de 0.04 rad. Al comparar los momentos y las rotaciones de los modelos se observa que el rellenar la columna HSS con concreto rigidiza el comportamiento sísmico de la conexión, desarrollando rotaciones menores, pero aumentando ligeramente la resistencia de momento. En la Figura 20b se muestra los primeros ciclos del patrón de desplazamientos, donde se observa el aumento de la rigidez de la conexión debido al concreto. El comportamiento después de estos ciclos es similar al comportamiento de la conexión sin relleno de concreto, esto sucede una vez que se aplasta el concreto en la zona de la conexión entre el paño de la columna HSS y el diafragma.

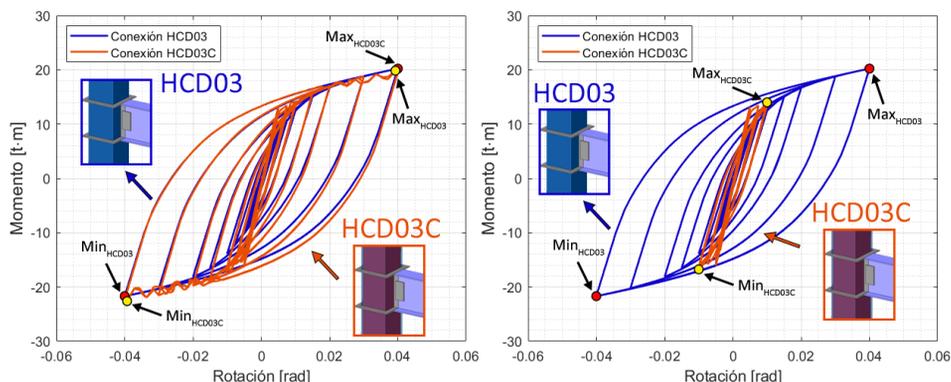


Figura 20. Curva del momento contra la rotación: a) HCD03 vs HCD03C y b) aportación del concreto.

La distribución de esfuerzos para la columna del modelo HCD03C se muestra en la Figura 21a, en el paso 819 se obtuvo un esfuerzo máximo de 499.93 MPa y un esfuerzo mínimo de 0.5568 MPa. En el paso 833 se obtuvo un esfuerzo máximo de 496.24 MPa y un esfuerzo mínimo de 0.5859 MPa. Los esfuerzos máximos se desarrollan, en el paño de la columna que se encuentra conectado con los patines y alma de la viga, debido al concreto se intensifican las zonas donde se tienen los esfuerzos máximos. Se desarrollan dos zonas por encima de cada patín de la viga, debidas al pandeo local que se genera por el aplastamiento del concreto.

La distribución de esfuerzos del diafragma se muestra en el Figura 21b, se obtuvo un esfuerzo máximo de 440.68 MPa y un esfuerzo mínimo de 0.2364 MPa, el esfuerzo máximo es menor al esfuerzo último del diafragma (440.78 MPa), debido a que existe una diferencia tan pequeña en la magnitud entre estos dos esfuerzos, se espera que la zona que conectan los extremos de los patines de la viga con el diafragma sea una zona de falla en la conexión.

En la Figura 21c se muestra la concentración de esfuerzos que desarrolla el modelo HCD03C. En el paso 819 se obtuvo un esfuerzo máximo de 495.52 MPa y un esfuerzo mínimo de 0.7321 MPa. Para el paso 833 se obtuvo un esfuerzo máximo de 495.49 MPa y un esfuerzo mínimo de 0.7516 MPa. El concreto de relleno influye a relajar los esfuerzos que se desarrollan en la viga. Se observa la poca influencia que tiene la placa a cortante en la concentración de esfuerzos desarrollados por el alma de la viga. En estos dos modelos, los esfuerzos obtenidos en la columna y viga son similares. Se observa que la influencia de la columna rellena de concreto es mínima en cuanto al comportamiento que desarrolla este tipo de conexión, teniendo un comportamiento muy similar a la conexión A.

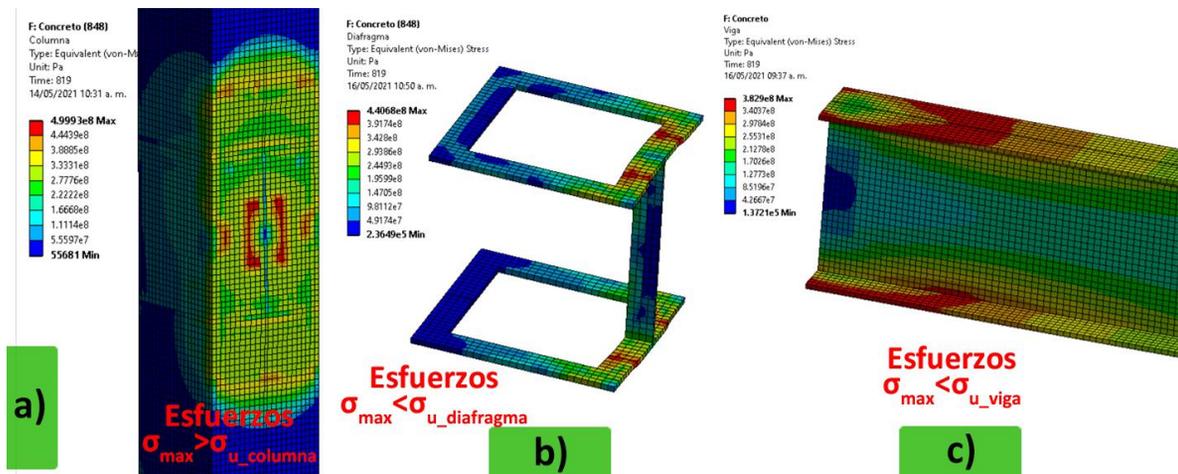


Figura 21 Distribución de esfuerzos para el modelo HCD03C: a) columna, b) diafragma y c) viga.

En la Figura 22 se muestra la trayectoria de agrietamiento que se desarrolla en el paso 819, se obtuvo un esfuerzo máximo en la columna HSS de 499.93 MPa y un esfuerzo mínimo de 0.329 MPa. En la columna HSS se desarrollan tres zonas en donde la concentración de esfuerzos tiene valores al esfuerzo máximo; dos de ellas

son por pandeo local, debidas al aplastamiento del concreto y la tercera zona se desarrolla cerca del alma de la viga. El esfuerzo máximo es de mayor magnitud al esfuerzo último del acero de la columna (440.77 MPa).

El esfuerzo máximo en la viga fue de 440.044 MPa, en los extremos de los patines de la viga se desarrollaron concentraciones de esfuerzos con magnitudes iguales al esfuerzo máximo. El esfuerzo máximo tiene una magnitud cercana al esfuerzo último del acero ASTM 572 (495.98 MPa). Para esta conexión, la placa de cortante no tiene una influencia significativa con la distribución de esfuerzos que se desarrollan en el alma de la viga.

En el apoyo superior se obtuvo un esfuerzo máximo de 268.35 MPa y un esfuerzo mínimo de 1.102 MPa. En el apoyo inferior se obtuvo un esfuerzo máximo de 254.24 MPa y un esfuerzo mínimo de 1.1584 MPa. El esfuerzo máximo para los dos apoyos se desarrolla en los extremos de los apoyos que están localizados al centro de la columna. El esfuerzo máximo tiene una magnitud menor al esfuerzo último del acero ASTM A36 (440.78 MPa).

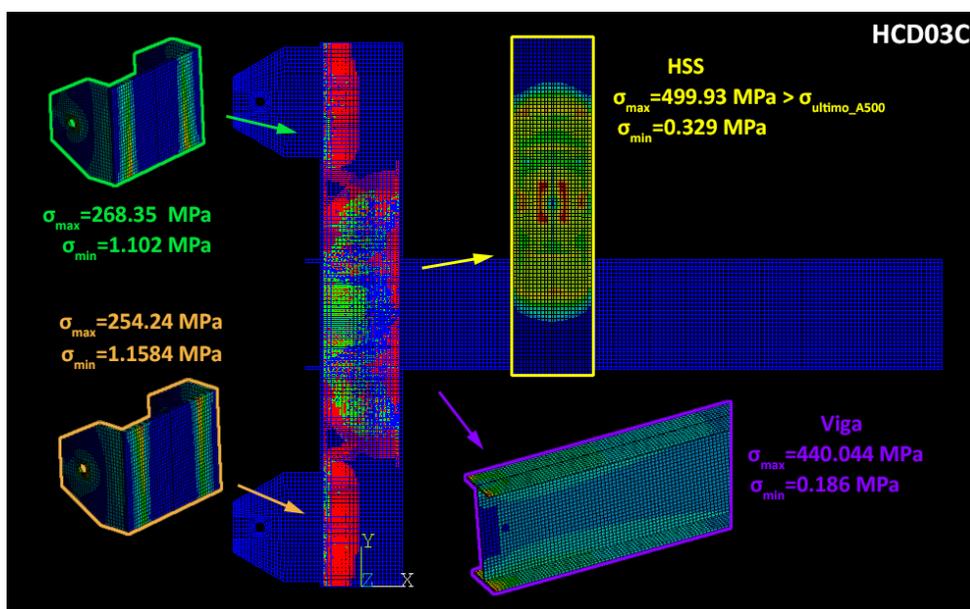


Figura 22. Comportamiento del concreto para el modelo HCD03C.

3.7 Conexión HCD04

El cambio que se realizó en el diafragma para este modelo en comparación con el modelo HCD03, se anexaron dos placas triangulares al diafragma, la base de estas placas llega al paño de la columna y tienen una altura de 300 mm, esta longitud es del paño de la columna a la viga. Este modelo tiene un comportamiento similar a la conexión B, la rotación total que desarrollan estos modelos se calcula sumando la rotación del diafragma más la rotación de la viga.

En la Figura 23 se comparan las curvas del momento contra la rotación para la conexión B y la conexión HCD04. El momento máximo para el modelo HCD04 fue de 24.9392 t·m con una rotación de 0.0655 rad. En la conexión B se reportó un

momento máximo de 38.906 t·m con una rotación de 0.0413 rad. El momento mínimo para el modelo HCD04 fue de -26.1326 t·m con una rotación de -0.0661 rad. En la conexión B se reportó un momento mínimo de -52.8476 t·m con una rotación de -0.0388 rad. Al utilizar el diafragma del modelo HCD04, se tiene un aumento en las rotaciones de la conexión pero una menor resistencia a momento.

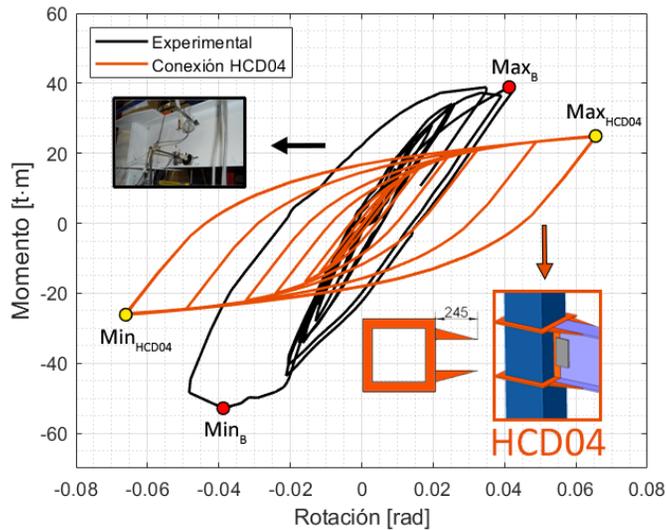


Figura 23 Curva del momento contra la rotación.

En el paso 819 se tiene el desplazamiento máximo para el último ciclo del patrón de desplazamiento. En la Figura 24a se muestra la concentración de esfuerzos desarrollada en la columna HSS. Se tiene un esfuerzo máximo de 517.1 MPa y un esfuerzo mínimo de 1.651 MPa. El esfuerzo máximo se desarrolla en zonas pequeñas del panel de la columna HSS, se tiene mayor magnitud al esfuerzo último del acero ASTM A500 (440.78 MPa).

La concentración de esfuerzos para el diafragma se muestra en la Figura 24b, el esfuerzo máximo en el diafragma fue de 440.75 MPa con un esfuerzo mínimo de 5.17 MPa. El esfuerzo máximo se desarrolla en la placa que conecta con los patines de la viga y los triángulos rigidizadores, este esfuerzo tiene casi la misma magnitud que el esfuerzo último del acero ASTM A36 (440.78 MPa), esta es una zona de falla para este tipo de conexión.

En la Figura 24c se muestra la concentración de esfuerzos que desarrolla la viga, se obtuvo un esfuerzo máximo de 453.1 MPa y un esfuerzo mínimo de 0.4686 MPa. El esfuerzo máximo se localiza en los extremos de los patines de la viga que conectan con el diafragma. El esfuerzo máximo no excede en magnitud al esfuerzo último del acero ASTM A572 (495.98 MPa), pero si tiene mayor magnitud al esfuerzo último del diafragma.

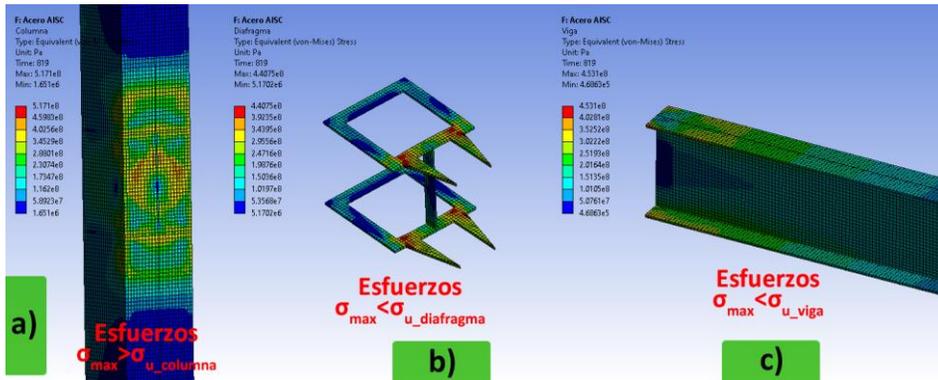


Figura 24. Distribución de esfuerzos para el modelo HCD04: a) columna, b) diafragma y c) viga.

3.8 Conexión HCD04C

En la Figura 25a se muestra la comparación entre las curvas del momento contra la rotación del modelo HCD04 y el modelo en el cual se le rellena la columna HSS de concreto. En los primeros ciclos el modelo HCD04C desarrolla una mayor rigidez debida al concreto, como se muestra en la Figura 25a. Una vez que el concreto que está en contacto con el paño de la columna HSS y los patines de la viga se aplasta, el comportamiento que desarrolla esta conexión es similar al comportamiento que desarrolla el modelo HCD04. En el modelo HCD04 se tiene un momento máximo de 24.9392 t·m con una rotación de 0.0655 rad, se obtuvo un momento mínimo de -26.1326 t·m y una rotación de -0.0661 rad. Para el modelo HCD04C se tiene un momento máximo de 25.3989 t·m con una rotación de 0.0606 rad, el momento mínimo fue de -28.5761 t·m con una rotación de -0.0547 rad. El concreto aporta a la conexión mayor resistencia a momento pero se obtiene menores rotaciones comparadas con las obtenidas del modelo HCD04.

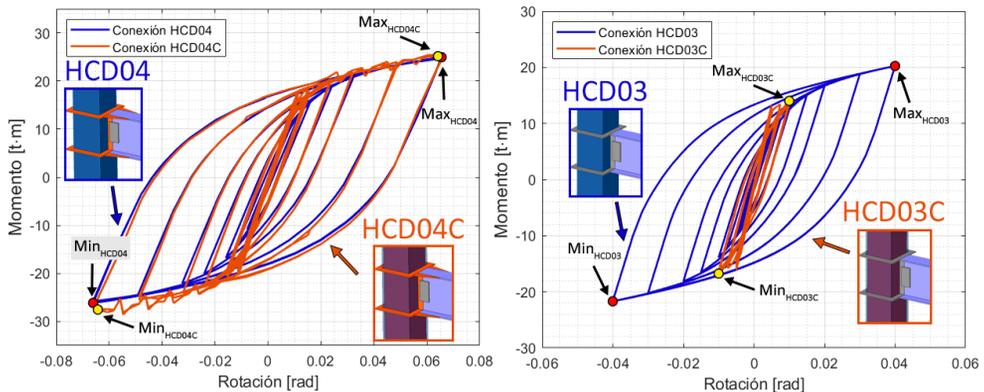


Figura 25. Curva del momento contra la rotación.

En el modelo HCD04C se obtuvo un comportamiento similar al modelo HCD04, los esfuerzos tienen magnitudes similares entre estos modelos, pero para el modelo HCD04C se tiene una disminución en la concentración de esfuerzos para los primeros ciclos del patrón de desplazamiento. Para el modelo HCD04C se tiene un esfuerzo máximo de 512.09 MPa y un esfuerzo mínimo de 0.1456 MPa como se

muestra en la Figura 26a. El efecto que tiene el rellenar la columna con concreto en el modelo HCD04C tiene poca influencia en los esfuerzos que se desarrollan en la columna, pero se tiene una disminución en la concentración de esfuerzos.

En el diafragma del modelo HCD04C se desarrollan los esfuerzos máximos, como se muestra en la Figura 26b. Se observa que el concreto aumenta la concentración de esfuerzos, pero disminuye la magnitud de los esfuerzos que se desarrollan el diafragma. Se tiene un esfuerzo máximo de 437.2 MPa y un esfuerzo mínimo de 0.5542 MPa, estos esfuerzos tienen una magnitud menor al esfuerzo último de acero ASTM A36 (440.78 MPa). La zona donde se desarrolla el esfuerzo máximo es la placa que conecta a los patines de la viga, al paño de la columna HSS y a los rigidizadores triangulares.

Para le modelo HCD04C se observa que el concreto influye en los esfuerzos que se desarrollan en la viga, se observa una disminución en la magnitud de los esfuerzos como se muestra se muestra en la Figura 26c, se obtuvo un esfuerzo máximo de 377.55 MPa y un esfuerzo mínimo de 0.1115 MPa. Se tiene una disminución considerable del esfuerzo máximo que se desarrolla en los extremos de los patines de la viga que conectan con el paño de la columna HSS, esta disminución fue de 40 MPa.

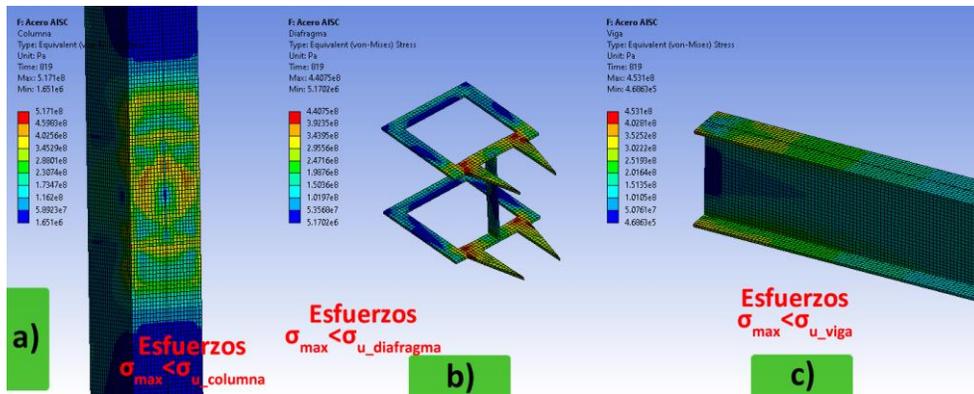


Figura 26. Distribución de esfuerzos para el modelo HCD04C: a) columna, b) diafragma y c) viga.

La distribución de agrietamiento para el paso 819 se muestra en la Figura 27, el esfuerzo máximo que desarrolla la columna fue de 512.09 MPa y un esfuerzo mínimo de 0.1456 MPa. El paño de la columna HSS desarrolla una distribución de esfuerzos simétrica, el esfuerzo máximo se desarrolla en la zona central del paño de la columna a la altura de la zona central del alma de la viga. El esfuerzo máximo tiene una mayor magnitud que el esfuerzo último del acero ASTM A500 (440.78 MPa).

En la viga se obtuvo un esfuerzo máximo de 377.55 MPa y un esfuerzo mínimo de 377.55 MPa. El esfuerzo máximo se desarrolla en los extremos de los patines de la viga que conectan con el diafragma de la conexión. Se observa un aumento en la concentración de esfuerzos en los patines de la viga. La placa cortante no tiene una influencia en la distribución de esfuerzos en el alma de la viga. En esta conexión, el

esfuerzo máximo de la viga no excede el esfuerzo último del acero ASTM A572 (495.98 MPa).

En el apoyo superior se obtuvo un esfuerzo máximo de 290.68 MPa y un esfuerzo mínimo 0.8872 MPa. Se obtuvo un esfuerzo máximo en el apoyo inferior de 288.49 MPa y un esfuerzo mínimo de 1.691 MPa. Se observa un aumento en la concentración de esfuerzos en los apoyos de la columna. El esfuerzo máximo se desarrolla en los extremos de la placa de los apoyos que están en contacto con el paño de la columna y en dirección a los patines de la viga. El esfuerzo máximo tiene una magnitud menor al esfuerzo último del acero ASTM A36 (440.78 MPa).

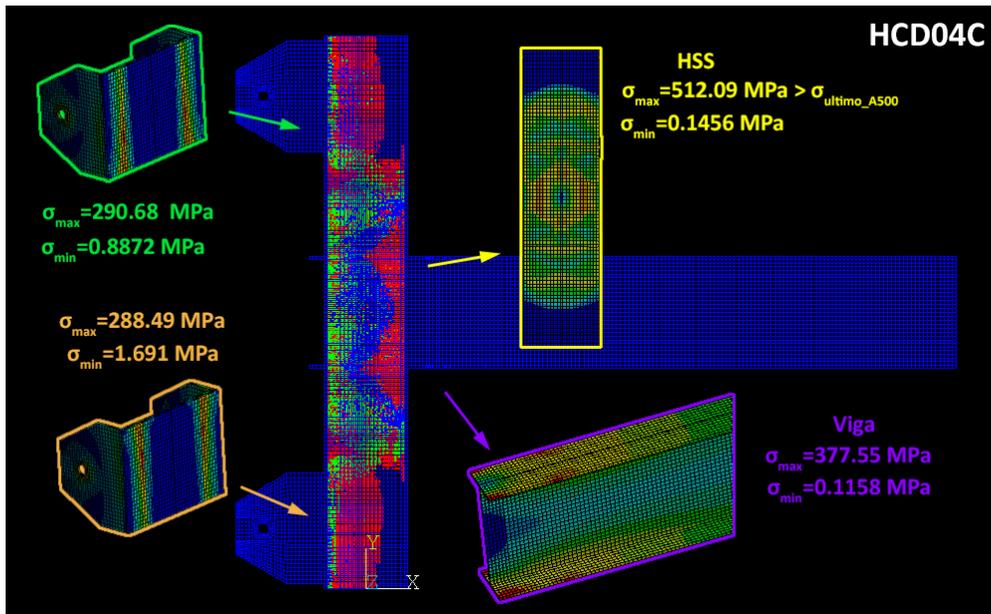


Figura 27. Comportamiento del concreto para el modelo HCD04C.

3.9 Conexión HCD05

Para el modelo HCD5 los rigidizadores tienen el mismo largo, el cambio con respecto al modelo HCD04 es la base de los triángulos, la cual llega hasta las placas laterales que conforman el rectángulo del diafragma. La comparación de las curvas del momento contra la rotación entre la conexión B y el modelo HCD05 se muestra en la Figura 28. En el modelo HCD05 se obtuvo un momento máximo de 28.5651 t m con una rotación de 0.0489 rad. El momento mínimo para el modelo HCD05 fue de -29.3696 t m con una rotación de -0.0491 rad. Se observa que para el modelo HCD05 se obtuvo un aumento en el momento máximo del 41% y del momento mínimo del 35%, con respecto a los valores obtenidos con el modelo HCD04. En el modelo HCD05 se observa una pérdida del 26% en la rigidez para los últimos ciclos del patrón de desplazamiento, en comparación con las rotaciones máximas, las cuales fueron muy parecidas a las obtenidas para el modelo HCD04.

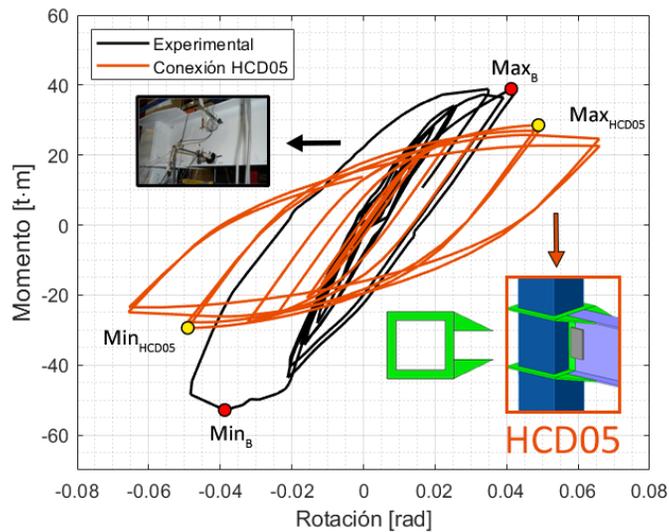


Figura 28. Curva del momento contra la rotación para el modelo HCD05.

Para el último ciclo del patrón de desplazamiento. El esfuerzo máximo que desarrolla la columna fue de 503.7MPa y un esfuerzo mínimo de 0.9613 MPa, como se muestra en la Figura 29a. El esfuerzo máximo de la columna tiene una magnitud mayor al esfuerzo último del acero ASTM A500 (440.78 MPa). El esfuerzo máximo se desarrolla en dos zonas, la primera zona se localiza en el paño de la columna que conecta con el diafragma y patines de la viga. La segunda zona se localiza por encima de los patines superiores de la viga en el paño de la columna. Estas zonas tienen un aumento en la distribución de esfuerzos con respecto al modelo HCD04.

En el diafragma se obtuvo un esfuerzo máximo de 440.64 MPa y un esfuerzo mínimo de 0.8555 MPa, como se muestra en la Figura 29b. El esfuerzo máximo tiene una magnitud cercana al esfuerzo último del acero ASTM A36 (440.78 MPa). El esfuerzo máximo se desarrolla en dos zonas. La primera zona se localiza en la placa del diafragma que está conectada a los rigidizadores triangulares. La segunda zona está localizada en el triángulo derecho de los rigidizadores. Las magnitudes de los esfuerzos que desarrolla el diafragma son similares a los obtenidos en el modelo HCD04.

En la Figura 29c se muestra la concentración de esfuerzos que desarrolla la viga, se obtuvo un esfuerzo máximo de 526.7 MPa y un esfuerzo mínimo 0.2054 MPa. El esfuerzo máximo se desarrolla en una pequeña zona en el patín superior de la viga. El esfuerzo que se desarrolla en los patines que conectan con el diafragma fue de 468.2 MPa. Este esfuerzo tiene una magnitud menor al esfuerzo último del acero ASTM A572 (495.98 MPa).

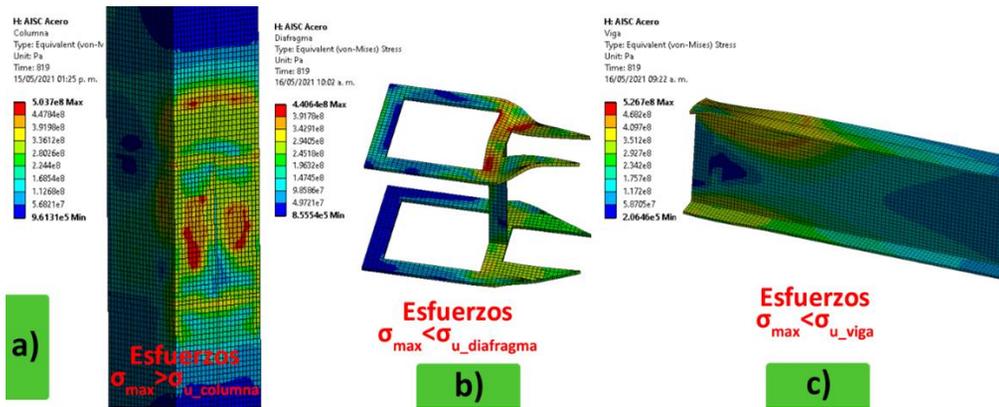


Figura 29. Distribución de esfuerzos para el modelo HCD05: a) columna, b) diafragma y c) viga.

3.10 Conexión HCD05C

En la Figura 30 se muestra la comparación entre las curvas del momento contra la rotación de los modelos HCD05 y HCD05C. Se observa que la curva del modelo HCD05C tiene un comportamiento similar a la conexión HCD04 y HCD04C. En estas conexiones, los momentos máximo y mínimo se desarrollan en el último ciclo del patrón de desplazamiento. El aporte del concreto en el modelo HCD05C, se obtienen mayores magnitudes en los momentos y mayores rotaciones, comparados con los obtenidos en el modelo HCD05. En comparación con el modelo HCD05, en el modelo HCD05C se obtuvo un momento máximo de 32.0163 t·m que corresponde a un aumento del 10.78%, y una rotación de 0.064 rad. El momento mínimo en este modelo fue de -34.3732 t·m que corresponde a un aumento del 14.56%, y una rotación de -0.0642 rad.

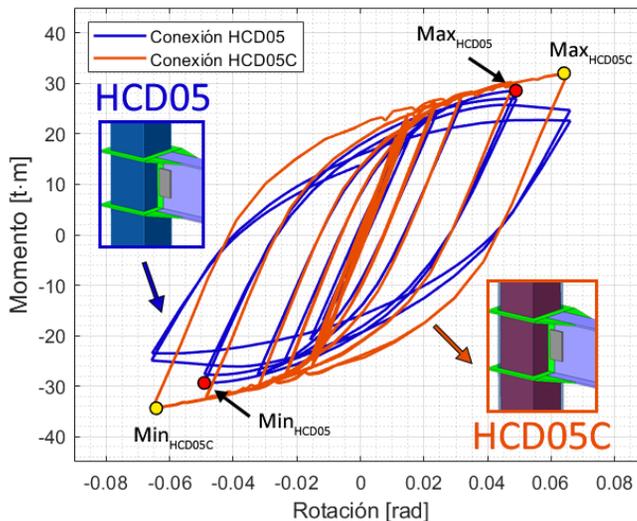


Figura 30. Curva del momento contra la rotación.

En el paso 819 se obtuvo un esfuerzo máximo de 462.97 MPa y un esfuerzo mínimo de 215.18 MPa como se muestra en la Figura 31a. Al rellenar la columna HSS con concreto se obtiene una concentración de esfuerzos de menor magnitud en el paño de la columna. La disminución en magnitud de este modelo con respecto al modelo HCD05 es del 8.086 % en el esfuerzo máximo y del 9.94 % para el esfuerzo mínimo.

La concentración de esfuerzos se desarrolla en el diafragma se muestra en la Figura 31b, se obtuvo un esfuerzo máximo de 433.18 MPa y un esfuerzo mínimo de 0.8529 MPa. El esfuerzo máximo se desarrolla en la placa inferior y superior que conectan con el paño de la columna HSS. Al rellenar la columna con concreto el comportamiento del diafragma desarrolla menores concentraciones de esfuerzos, los esfuerzos tienen menor magnitud en comparación a los obtenidos en el modelo HCD05. Los esfuerzos máximos para los modelos HCD05 y HCD05C, tienen una magnitud similar al esfuerzo último de acero ASTM A36 (440.78 MPa).

Para la viga se obtuvo se obtuvo un esfuerzo máximo de 382.9 MPa y un esfuerzo mínimo de 0.1107 MPa como se muestra en la Figura 31c. El esfuerzo máximo se desarrolla en los patines de la viga, se observa una mayor concentración de esfuerzos en el alma de la viga pero con menor magnitud que en la desarrollada en el modelo HCD05. Al rellenar la columna con concreto se observa que los patines de la viga tienen menores deformaciones en comparación con lo desarrollado por el modelo HCD05.

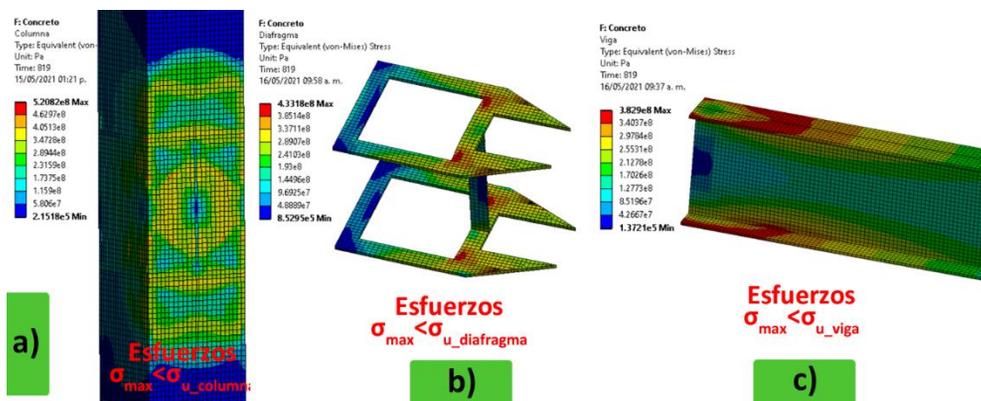


Figura 31. Distribución de esfuerzos para el modelo HCD05C: a) columna, b) diafragma y c) viga.

La distribución de esfuerzo que desarrolla el modelo HCD05C para el paso 819 se muestra en la Figura 12. En la columna HSS se obtuvo un esfuerzo máximo de 520.82 MPa y un esfuerzo mínimo de 0.2152 MPa. En este modelo, para los esfuerzos que se desarrollan en el paño de la columna se tiene magnitudes menores que los obtenidos para el modelo HCD04C. El esfuerzo máximo para el modelo HCD05C tiene mayor magnitud que el esfuerzo último del acero ASTM A500 (440.78 MPa).

En la viga se obtuvo un esfuerzo máximo de 382.9 MPa y un esfuerzo mínimo de 0.1372 MPa. Los esfuerzos máximos se desarrollan en los patines de la viga, en este modelo se tienen una reducción en las magnitudes de los esfuerzos, pero un

incremento en la concentración de esfuerzos. El esfuerzo máximo tiene una magnitud menor al esfuerzo último del acero ASTM A572 (495.98 MPa).

En el apoyo superior se obtuvo un esfuerzo máximo de 293.55 MPa y un esfuerzo mínimo de 1.088 MPa. En el apoyo inferior se obtuvo un esfuerzo máximo de 291.42 MPa y un esfuerzo mínimo de 1.607 MPa. En este modelo, las magnitudes de los esfuerzos son similares a los esfuerzos obtenidos en el modelo HCD04C pero se desarrolla una mayor concentración de esfuerzos en la placa de los apoyos que conecta con la columna HSS.

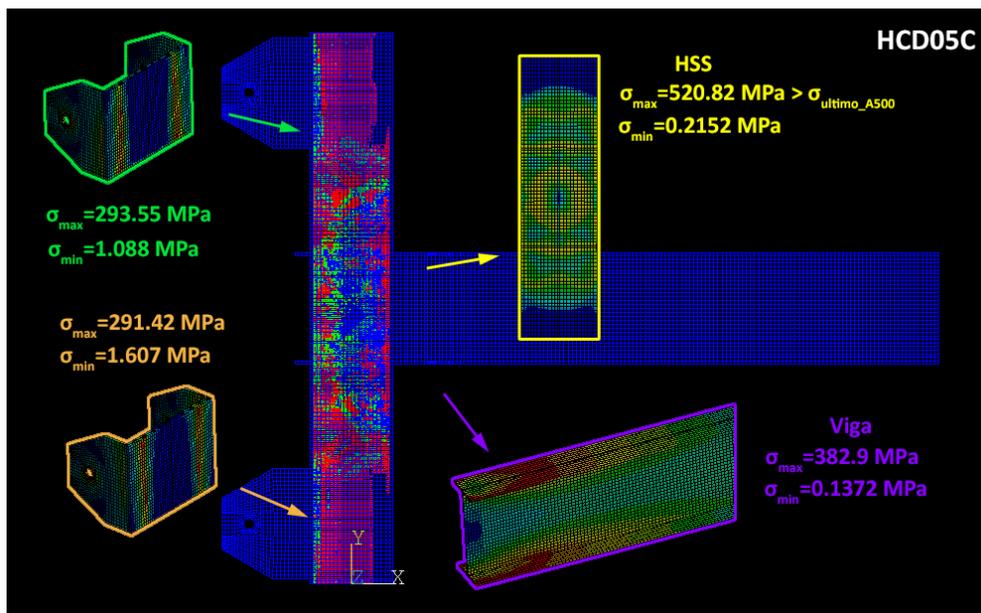


Figura 32. Comportamiento del concreto para el modelo HCD05C.

4 ANÁLISIS DE RESULTADOS

En la Figura 33 se muestra la comparativa entre las curvas momento-rotación que se desarrolla en los modelos HCD03, HDC04 y HCD05, que corresponden a las conexiones sin la columna rellena de concreto. El modelo HCD05 es el único modelo que desarrolla el 80% del momento plástico de la viga. La diferencia entre el momento máximo entre la conexión B y el modelo HCD05 fue de un 17.71 % y para el momento mínimo es de un 34.96%. Entre los modelos HCD05 y HCD04 se obtuvo una disminución en el momento máximo del 12.59% y para el momento mínimo una disminución del 12.39 %. El momento máximo tuvo una reducción del 18.87%, una reducción del momento mínimo del 20.43% entre los modelos HCD4 y HCD03. Este modelo tuvo un comportamiento similar al comportamiento reportado en la prueba experimental de la conexión A. Entre los modelos HCD03 y la conexión A se tuvo un aumento en el modelo HCD03 de 74% para el momento máximo y un aumento de 61.3% para el momento mínimo.

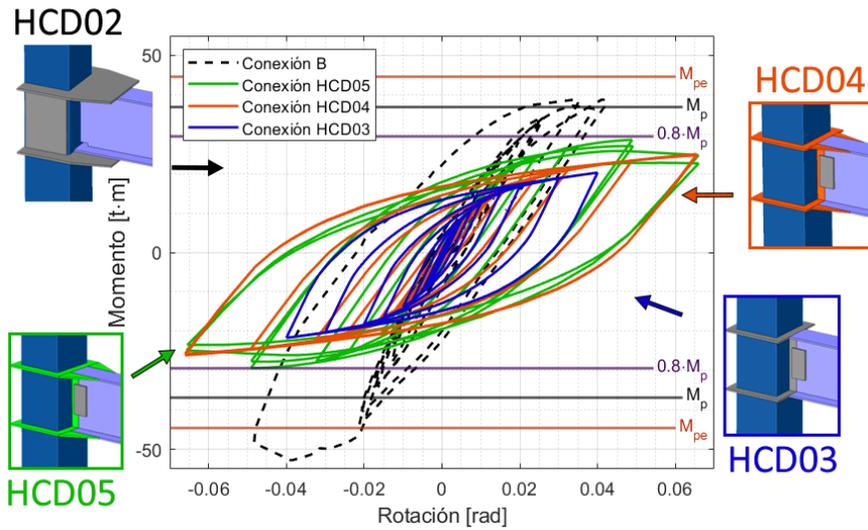


Figura 33. Respuestas de los modelos con columna sin concreto.

En la Figura 34 se muestra la comparación de las curvas momento-rotación para los modelos HCD03C, HCD04C y HCD05C. En el modelo que se desarrolló el mejor comportamiento entre estos tres modelos fue el HCD05C, el cual desarrolla momentos con magnitud mayor al 80% del momento plástico de la viga. Este modelo tiene una reducción en el momento máximo del 21.52% comparado con el momento reportado de la conexión B, se tiene una reducción en el momento mínimo del 53.75%. En el modelo HCD04 se desarrolla un momento máximo de 25.3989 t·m con una rotación de 0.0606 rad, se obtuvo un momento mínimo de -28.5761 t·m con una rotación de -0.0547 rad. Al comparar el modelo HCD05C con el modelo HCD04C se tiene una reducción en el momento máximo del 26.1% y una reducción el esfuerzo mínimo del 20.29%. Entre los modelos HCD04c y HCD03 se tiene una reducción del 21.8% para el momento máximo y un 20.9% para el esfuerzo mínimo.

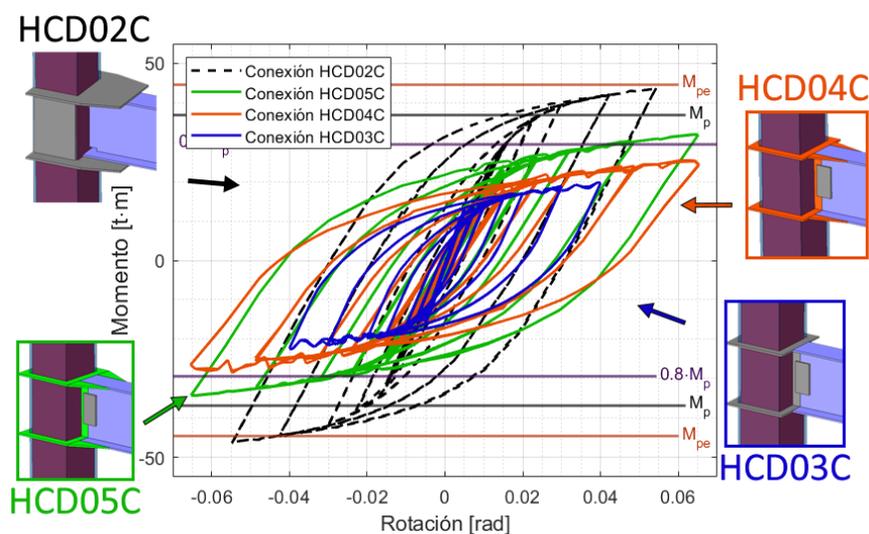


Figura 34. Respuestas de los modelos con columna rellena de concreto.

CONCLUSIONES

- En la calibración de la conexión A, soldada directamente, se comparó el comportamiento para el acero entre elementos tipo sólido y en elementos tipo cascarón, se comprobó que el modelo que tiene mejor aproximación a la respuesta experimental fue el modelo SA3, con elementos cascarón, tomando en cuenta que para esta calibración no se tomó en cuenta los efectos de segundo orden.
- En la conexión B, con diafragma externo, se desarrollan grandes deformaciones en el alma y en los patines de la viga, debida a la concentración del daño, los cuales fue posible simular al incluir los efectos de segundo orden. En la simulación numérica se desarrolla un comportamiento similar al documentado con imágenes de la conexión B en la prueba experimental.
- La conexión HCD03 tuvo rotaciones similares a la conexión A, pero con un aumento en los momentos máximo y momento mínimo. Al igual que para la conexión A, rellena de concreto, la conexión C tiene un aumento en su rigidez para los primeros ciclos del patrón de desplazamiento, después de que se aplasta el concreto se desarrolla una respuesta similar a la conexión sin la columna rellena.
- En el estudio de los modelos HCD03, HCD04 y HCD05 se observó que con un cambio mínimo en el diafragma, se tienen respuestas totalmente diferentes. Aunque en los modelos HCD04 y HCD05 la única variación que se tenía fue una longitud de los triángulos rigidizadores, el comportamiento de las curvas del momento-rotación fue distinto, pues en el modelo HCD05 se desarrollaron momentos más grandes, pero con una pérdida de rotación para los últimos ciclos del patrón de desplazamiento. La conexión HCD05 es la que mejor comportamiento tiene bajo el patrón de desplazamiento AICS 341-16. Sin embargo, no se recomienda el uso de esta conexión debido a que desarrolla falla gradual, la cual se observa en su curva momento-rotación, donde se tiene la pérdida de rotación y el aumento de rigidez en los últimos ciclos de la carga.

- Las curvas momento-rotación obtenidas para todas conexiones con columnas rellenas de concreto tienen un incremento significativo en la rigidez en el intervalo elástico. En el modelado de la conexión HCD01C se obtienen ángulos de rotación pequeños en comparación con la conexión soldada de forma directa, HCD01, sin relleno de concreto (experimental). Por lo que las conexiones con vigas IR soldadas directamente a columnas HSS se comportan como conexiones a momento únicamente en el intervalo elástico. Sin embargo, la respuesta de conexiones con columnas rellenas de concreto fue similar a cada uno de los correspondientes modelos sin relleno en el intervalo no-lineal. Entonces, en los primeros ciclos del patrón de desplazamiento, el concreto aumenta la rigidez de la conexión, pero conforme el concreto se aplasta y pierda su rigidez en la zona de contacto de la conexión entre la columna y la viga, el comportamiento posterior es similar al comportamiento que tiene la conexión sin la columna rellena de concreto.
- El tener una malla estructurada mejora la convergencia de las simulaciones numéricas, en caso de no convergencia, la malla estructurada se descarta como motivo de la falla de la simulación numérica.

Agradecimientos

El primer autor agradece al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) por la beca para sus estudios de Maestría. Todos los autores agradecen las facilidades brindadas por la Universidad Autónoma Metropolitana, Azcapotzalco para el desarrollo de este trabajo.

Referencias

1. Acero H. M., Guerrero P. (2006). "Precalificación de una conexión soldada a momento viga-columna para aplicaciones en edificios metálicos", *Ingeniería y Competitividad*, **8(2)**, 64-79.
2. AISC 341-16 (2016). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
3. AISC 360-16 (2016). Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
4. ANSYS (2019a). User's Guide, Workbench v.19.2R2.
5. ANSYS (2019b). User's Guide, Mechanical APDL v.19.2R2.
6. ANSYS (2020a). User's Guide, Workbench v.20R1.
7. ANSYS (2020b). User's Guide, Mechanical APDL v.20R1.
8. Díaz C., Victoria M., Martí P, Querin O.M. (2011). "FE model of beam-to-column extended end-plate joints", *Journal of Constructional Steel Research*, **67(10)**, 1578-1590. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2011.04.002>.
9. FEMA-350 (2000). "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel

- Moment-Frame Buildings”, Federal Emergency Management Agency. SAC Joint Venture, Washington, Estados Unidos de Norte América.
10. Gallegos Calderón M.F. (2017). “Desempeño sísmico de nudos en pórticos de acero a momento con columnas tubulares considerando efectos bidireccionales”, Tesis de Maestría, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Chile.
 11. Gholami M., Deylami A., Tehranizadeh M. (2013). “Seismic performance of flange plate connections between steel beams and box columns”, *Journal of Constructional Steel Research* **84**, 36-48. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.11.011>
 12. Gómez Bernal A., Cruz Mendoza E., Ubando Franco O. (2007). “Comportamiento experimental de conexiones de acero de placa de extremo”, Memorias del XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Ixtapa Guerrero, noviembre.
 13. Haghollahi A., Ahmadi H. (2018). “Cyclic behavior of steel beam-to-column moment connections using different sizes of flange plates and reinforced by a single rib plate”, *Civil Engineering Journal*, **4(1)**, 138-150. <http://dx.doi.org/10.28991/cej-030975>
 14. Jesús de la Cruz H. (2020). “Estudio experimental y analítico de conexiones rígidas de acero entre vigas de sección I con columnas de sección hueca”, Tesis de Maestría, Universidad Autónoma Metropolitana, México.
 15. Lugo A., Botello S. (2017). “Simulación numérica de conexiones metálicas Trabe-Columna por el método de los elementos finitos”, *Jóvenes en la Ciencia*, **2(1)**, 985-989.
 16. Martín del Campo I.T., Gómez Bernal A. (2010), “Estudio experimental de conexiones de acero a momento de vigas I con columna rectangular HSS”, Memorias del XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, León Guanajuato, noviembre.
 17. Martín del Campo I.T. (2013). “Estudio experimental de conexiones de acero a momento de vigas de sección I con columnas rectangulares HSS”, Tesis de Maestría, Universidad Autónoma Metropolitana, México.
 18. NTCA-20 (2020). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
 19. NTCS-20 (2020). Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
 20. Ramberg W., Osgood W. R. (1943). “Description of stress-strain curves by three parameters”, Technical Note No. 902, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington DC, Estados Unidos de América.
 21. Ricardo C., José V., Sara O., Luís S., Eduardo B. (2019). “Experimental

behaviour of 3D end-plate beam-to-column bolted steel joints”, *Journal Engineering Structures*, **188**, 277–289.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.03.017>

22. William, K y E P Warnke (1975), “Constitutive model for the triaxial behavior of concrete”, Proceedings of the International Association for Bridge and Structural Engineering, ISMES, Bergamo, Italia, 19, p. 174.
23. Yilmaz O. y Bekiroglu S. (2018). “Seismic performance of post-Northridge welded connections”, *Latin American Journal of Solids and Structures*, **15(2)**, e18. <https://doi.org/10.1590/1679-78254574> .