



**Simulación computacional detallada de conexiones precalificadas conforme a la norma
AISC 358-22**

Acosta Galarza, Alison Eduarda

Departamento de Ciencias de la Energía y Mecánica

Carrera de Ingeniería Mecánica

Trabajo de integración curricular, previo a la obtención del título de Ingeniera Mecánica

Dr. Ing. Abatta Jácome, Lenin Rómulo

31 de julio de 2026



Certificado de análisis
Compilatio Magister+ | ESPE-ECU

TESIS CONEXIONES PRECALIFICADAS - 3

ID : 9c3168449caf12160c2078097d6596095da7ab02



8%
Textos sospechosos

Nombre del fichero : TESIS CONEXIONES PRECALIFICADAS - 3.txt
Tamaño del archivo original : 19,59 MB
Número de palabras : 15.702

Depositante : LENIN ROMULO ABATTA JACOME
Fecha de depósito : 27 de julio de 2026
Tipo de carga : Interface
Fecha de fin de análisis : 27 de julio de 2026

Resumen (sección 1/2)

Localización de los textos sospechosos en el documento :



Incluido en el porcentaje de textos sospechosos :



Similitudes

3%

Pasajes con similitudes a fuentes encontradas en diferentes colecciones.



Detección de IA

2%

Textos estilísticamente próximos a un texto generado por una IA.

Este índice es un indicador y no una prueba. Comprueba con el autor si domina los conocimientos mencionados en el documento.



Idiomas no reconocidos

3%

Pasajes en los que parte del vocabulario utilizado no forma parte del diccionario de la lengua.

Puede tratarse de un intento del autor de modificar el texto para evitar ser detectado.



No incluido en el porcentaje de textos sospechosos :



Textos entre comillas

<1%

Pasajes entre comillas, a menudo indicativos de una cita.



Validar únicamente en FirmaEC.
Firmado electrónicamente por:
LENIN ROMULO ABATTA JACOME

Dr. Ing. Abatta Jácome, Lenin Rómulo.

Director



Departamento de Ciencias de la Energía y Mecánica

Carrera de Ingeniería Mecánica

Certificación

Certifico que el trabajo de integración curricular: **“Simulación computacional detallada de conexiones precalificadas conforme a la norma AISC 358-22”** fue realizado por la señorita Acosta Galarza, Alison Eduarda, el mismo que cumple con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE; habiéndose efectuado una revisión integral de forma y de fondo conforme a los lineamientos y formatos institucionales vigentes. Además, fue revisado y analizada en su totalidad por la herramienta de prevención y/o verificación de similitud de contenidos; razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que se lo sustente públicamente.

Sangolquí, 31 de julio de 2026



Validar Únicamente en FirmaEC.
Firmado electrónicamente por:
**LENIN ROMULO ABATTA
JACOME**

Dr. Ing. Abatta Jácome, Lenin Rómulo

Director

C.C.: 1723180707



Departamento de Ciencias de la Energía y Mecánica

Carrera de Ingeniería Mecánica

Responsabilidad de Autoría

Yo, **Acosta Galarza, Alison Eduarda**, con cédula de ciudadanía n°1755394846, declaro que el contenido, ideas y criterios del trabajo de integración curricular: **Simulación computacional detallada de conexiones precalificadas conforme a la norma AISC 358-22** es de mi autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos, y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Sangolquí, 31 de julio de 2026

Acosta Galarza, Alison Eduarda

C.C.: 1755394846



Departamento de Ciencias de la Energía y Mecánica

Carrera de Ingeniería Mecánica

Autorización de Publicación

Yo **Acosta Galarza, Alison Eduarda**, con cédula de ciudadanía n°1755394846, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de integración curricular: **Simulación computacional detallada de conexiones precalificadas conforme a la norma AISC 358-22** en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi responsabilidad.

Sangolquí, 31 de julio de 2026

Acosta Galarza, Alison Eduarda

C.C.: 1755394846

Dedicatoria

Quiero dedicar este trabajo primero a mi padre Eric y mi madre Mirian por ser quienes me dieron la vida, me formaron para ser la persona que soy hoy en día y me impulsaron cada día a seguir mis sueños por más pequeños que fueran, por su sacrificio, dedicación y mucha paciencia.

A mi hermana Erika por ser mi primer ejemplo a seguir, por ser mi mayor apoyo en toda la carrera, alentarme a seguir confiando en mí cuando ni siquiera yo lo hacía y por siempre estar, no hay una curita más efectiva que sentarte a hablar con las personas que amas.

A mi hermana Johanna por enseñarme que la vida no solo son responsabilidades si no también pequeños respiros, por consentirme y regalarme un poquito de su propia luz en mis momentos más oscuros donde no veía una salida.

A mi hermano Stefano porque sus ocurrencias y su forma de ser me sacaban una sonrisa cuando lo necesitaba.

A mi amiga Abigail por siempre darme ánimo y celebrar conmigo cada pequeño logro en el camino como propio, con ella aprendí que las amigas pueden llegar a ser como tus propias hermanas.

A Andrés y Anthony por hacer de la universidad un lugar no solo de estudio sino también de amistad, por ayudarme a entender que en una carrera de "hombres" las mujeres también pueden formar parte sin sentirse menos. Ellos me enseñaron que existe la amistad sincera, una amistad genuina sin condiciones, sin expectativas y sobre todo respeto.

Agradecimiento

En primer lugar, agradezco a Dios quien ha sido el pilar fundamental de mi vida, su amor y guía me han acompañado en cada paso que doy y nunca me ha dejado sola.

Expreso mi más sincero agradecimiento a mi director de tesis Lenin Abatta por su orientación, disposición y apoyo incondicional a lo largo del desarrollo de este trabajo, su experiencia, conocimientos y compromiso académico fueron muy importantes, también agradezco que me haya permitido no solo conocer a un excelente docente sino también a una gran persona y amigo.

A mis padres, por creer siempre en mí, por brindarme su confianza y apoyo incondicional sin dudar nunca de mis capacidades.

A mis hermanas y a mi hermano, por estar presentes en cada etapa de este camino, por su constante ayuda y por permitirme continuar mis estudios con la tranquilidad de saber que siempre podía contar con ellos.

A mis amigos y compañeros, con quienes compartí innumerables experiencias a lo largo de la carrera. Gracias por el apoyo mutuo, la amistad y el compañerismo pues juntos comprendimos el esfuerzo, la dedicación y los desafíos que implica cursar una carrera de ingeniería.

Finalmente, deseo expresar mi reconocimiento y gratitud a todas las mujeres que con su lucha, valentía y perseverancia defendieron nuestros derechos y abrieron camino para las generaciones futuras. Gracias a su legado hoy puedo sentirme profundamente orgullosa de formar parte del mundo de la ingeniería.

Índice de contenidos

Certificación	3
Responsabilidad de Autoría	4
Dedicatoria	6
Agradecimiento	7
Capítulo I.....	18
Introducción	18
Planteamiento del problema	20
Justificación.....	20
Objetivos general y específicos	21
Objetivo General	21
Objetivos Específicos.....	21
Alcance y limitaciones	22
Capítulo II: Marco teórico.....	23
Diseño sísmico de estructuras metálicas	23
Criterio Columna fuerte-Viga débil	24
Criterios de la norma AISC 358 -22	26
Estructuras de acero sismorresistente	28
Norma Ecuatoriana de la Construcción - Cargas Sísmicas de Diseño Sismo Resistente (NEC-SE-DS).....	29
Normativa AISC 358-22	31
Conexiones Precalificadas.....	32

Tipos de Conexiones Precalificadas	32
Normativa AISC 341-22	39
Modelado y Simulación	42
Criterios de Fluencia y Falla del material	42
Elementos finitos.....	43
Matriz de rigidez	44
Análisis de convergencia y validación numérica	46
Capítulo III: Estado del arte	47
Estudios previos sobre conexiones precalificadas.....	47
Herramientas computacionales disponibles.....	60
Limitaciones de software comercial.....	61
Capítulo IV: Simulación y validación numérica	61
Selección del software de simulación	61
Modelo estructural y condiciones de frontera	62
Material	67
Validación de la conexión RBS (Reduced Beam Section)	70
Validación de la conexión BFP (Bolted Flange Plate).....	78
Validación de la conexión WUF-W.....	85
Validación de la conexión Double-Tee.....	92
Validación de la conexión Bolted Unstiffened and Stiffened Extended	100
Bolted Unstiffened	101
Stiffened Extended	108
Capítulo V: Análisis y discusión de los resultados	114

Resultados numéricos de cada conexión	114
Comportamiento estructural de cada conexión	114
Capítulo VI: Conclusiones y recomendaciones.....	118
Conclusiones	118
Recomendaciones.....	119
Referencias.....	120
Apéndice A: Memoria de cálculo conexión RBS.....	124
Apéndice B: Memoria de cálculo conexión BFP	145
Apéndice C: Memoria de cálculo conexión BUEEP y BSEEP.....	180

Índice de tablas

Tabla 1 Protocolo de desplazamiento cíclico	63
Tabla 2 Tipos de elementos de malla disponibles en ANSYS	64
Tabla 3 Propiedades mecánicas del acero ASTM A36	68
Tabla 4 Datos de plastificación del acero ASTM A36.....	69
Tabla 5 Propiedades físicas del acero ASTM A572 Grado 50.....	69
Tabla 6 Datos de plastificación del acero ASTM A572 Grado 50.....	70
Tabla 7 Resultados obtenidos de momento y rotación.....	114
Tabla 8 Análisis de comportamiento estructural de conexiones	115

Índice de figuras

Figura 1 Columna fuerte-viga débil	25
Figura 2 Ejemplo de falla por patología de piso blando en el Hospital Olive View durante el terremoto de San Fernando, California de 1971.	26
Figura 3 Conexión precalificada tipo RBS ensayada experimentalmente bajo carga cíclica.	27
Figura 4 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño.....	29
Figura 5 Conexión viga-columna con sección reducida (RBS) en estructuras de acero sismorresistentes.	33
Figura 6 Configuraciones de placas de extremo extendidas en conexiones viga-columna	35
Figura 7 Conexión de momento con placas de ala atornillada en estructuras de acero.	36
Figura 8 Conexión de momento tipo WUF-W en estructuras de acero.	37
Figura 9 Conexión típica tipo double-tee en estructuras de acero	38
Figura 10 Pórticos de momento dúctiles	41
Figura 11 Áreas donde se puede esperar deformación inelástica.....	41
Figura 12 Elemento sometido a un estado bidimensional de esfuerzos.....	43
Figura 13 Nodos (puntos de conexión)	43
Figura 14 Validación del modelado de la conexión con el resultado experimental (a) WUF- W (b) RBS.....	47
Figura 15 Contornos representativos de estrés de von Mises en $\theta = 0,05$ rad: (a) W-RBS, (b) Atornillado y (c) Panel prefabricado con fusible de alma.....	49
Figura 16 Modos de falla determinados numéricamente.....	50
Figura 17 Modo de falla de las muestras de prueba (a) ejemplar WUF-B; (b) ejemplar de RBS	51

Figura 18 Detalles de las conexiones a momento	52
Figura 19 Detalles de la conexión viga-columna usando una conexión T-stub: (a) Viga partida en T; (b) Distorsión de la conexión T-stub; (c) distribución de fuerzas en la conexión T-stub	54
Figura 20 Conexión de momento de viga en I de acero soldada a columna tipo caja, a- Vista esquemática de la conexión, b- Mecanismo de transferencia de momento en la unión.....	55
Figura 21 Curva momento-rotación por histéresis de la conexión RBS-H.....	55
Figura 22 Diagrama de diferentes formas de conexión.....	57
Figura 23 Comparación de los modos de falla entre la prueba y el FEA.....	57
Figura 24 Protocolo de carga cíclica.....	62
Figura 25 Verificación de malla con Element Quality.....	65
Figura 26 Discretización de la geometría en conexión BFP con elementos cuadriláteros.....	66
Figura 27 Curva Esfuerzo-Deformación del acero ASTM A572	67
Figura 28 Geometría de la conexión RBS.....	70
Figura 29 Distribución de esfuerzos equivalentes de Von Mises - conexión RBS.....	70
Figura 30 Deformación plástica equivalente - conexión RBS	71
Figura 31 Curva de histéresis momento-rotación - conexión RBS.....	72
Figura 32 Convergencia de fuerzas - Conexión RBS	73
Figura 33 Deformación plástica equivalente - Conexión RBS con acero A572.....	74
Figura 34 Distribución de esfuerzos de Von Mises - Conexión RBS con acero A572.....	75
Figura 35 Curva de histéresis momento-rotación - conexión RBS con el acero A572.....	75
Figura 36 Convergencia de fuerzas - Conexión RBS con acero A572	76
Figura 37 Geometría de la conexión BFP.....	77

Figura 38 Deformación plástica equivalente - Conexión BFP.....	78
Figura 39 Distribución de esfuerzos equivalentes de Von Mises - conexión BFP	78
Figura 40 Curva de histéresis momento-rotación - conexión BFP	79
Figura 41 Deformación plástica equivalente - Conexión BFP con acero A572	80
Figura 42 Distribución de esfuerzos equivalentes de Von Mises - conexión BFP con acero A572.....	81
Figura 43 Curva de histéresis momento-rotación - conexión BFP con el acero A572	82
Figura 44 Convergencia de fuerzas - Conexión BFP con acero A572.....	83
Figura 45 Geometría de la conexión WUF-W	84
Figura 46 Geometría de los agujeros de acceso	85
Figura 47 Deformación plástica equivalente - Conexión WUF-W.....	86
Figura 48 Distribución de esfuerzos equivalentes de Von Mises - conexión WUF-W	86
Figura 49 Curva de histéresis momento-rotación - conexión WUF-W	87
Figura 50 Convergencia de fuerzas - Conexión WUF-W	88
Figura 51 Deformación plástica equivalente - Conexión WUF-W con acero A572.....	89
Figura 52 Distribución de esfuerzos equivalentes de Von Mises - conexión WUF-W con acero A572	89
Figura 53 Curva de histéresis momento-rotación - conexión WUF-W con el acero A572 ...	90
Figura 54 Convergencia de fuerzas - Conexión WUF-W con acero A572.....	91
Figura 55 Geometría de la conexión Double Tee	92
Figura 56 Deformación plástica equivalente - Conexión Double Tee	93
Figura 57 Distribución de esfuerzos equivalentes de Von Mises - conexión Double Tee.....	94
Figura 58 Curva de histéresis momento-rotación - conexión Double Tee.....	95

Figura 59 Convergencia de fuerzas - Conexión Double Tee	95
Figura 60 Deformación plástica equivalente - Conexión Double Tee con acero A572.....	96
Figura 61 Distribución de esfuerzos equivalentes de Von Mises - conexión Double Tee con acero A572	97
Figura 62 Curva de histéresis momento-rotación - conexión Double Tee con el acero A572..	97
Figura 63 Convergencia de fuerzas - Conexión Double Tee con acero A572.....	98
Figura 64 Geometría de las conexiones Bolted Unstiffened and Stiffened Extended	99
Figura 65 Deformación plástica equivalente - Conexión BUEEP	100
Figura 66 Distribución de esfuerzos equivalentes de Von Mises - conexión BUEEP.....	101
Figura 67 Curva de histéresis momento-rotación - conexión BUEEP.....	102
Figura 68 Distribución de esfuerzos equivalentes de Von Mises - conexión BUEEP con acero A572	103
Figura 69 Deformación plástica equivalente - Conexión BUEEP con acero A572.....	104
Figura 70 Curva de histéresis momento-rotación - conexión BUEEP con el acero A572...	105
Figura 71 Convergencia de fuerzas - Conexión BUEEP con acero A572.....	106
Figura 72 Deformación plástica equivalente - Conexión BSEEP.....	107
Figura 73 Distribución de esfuerzos equivalentes de Von Mises - conexión BSEEP	108
Figura 74 Curva de histéresis momento-rotación - conexión BSEEP	108
Figura 75 Deformación plástica equivalente - Conexión BSEEP con acero A572.....	109
Figura 76 Distribución de esfuerzos equivalentes de Von Mises - conexión BSEEP con acero A572.....	110
Figura 77 Curva de histéresis momento-rotación - conexión BSEEP con el acero A572 ...	111

Figura 78 Convergencia de fuerzas - Conexión BSEEP con acero A572.....	112
---	-----

Resumen

En estructuras de acero diseñadas bajo criterios sismorresistentes el comportamiento adecuado de las conexiones viga-columna forma parte fundamental para garantizar la disipación eficiente de energía y conservación de la integridad estructural durante eventos sísmicos. La norma American Institute of Steel Construction (AISC) 358 establece una serie de conexiones precalificadas capaces de presentar un comportamiento dúctil mediante la formación de rótulas plásticas en zonas específicas de la viga evitando así concentraciones muy altas de esfuerzos en las uniones viga-columna. Este trabajo presenta la simulación computacional detallada de cinco de las conexiones especificadas en la norma, la conexión Reduced Beam Section, Bolted Flange Plate, Bolted Unstiffened and Stiffened Extended, Double-Tee y Welded Unreinforced Flange - Web donde se modeló cada conexión incorporando condiciones de borde y protocolos de carga cíclica que simulan eventos sísmicos. Al final se obtuvo la formación de la rótula plástica en la zona prevista de la viga, deformaciones plásticas equivalentes, histéresis estructural y localización de daños lo cual permitió evaluar los criterios de aceptación establecidos en la norma.

Palabras clave: conexiones precalificadas, rótula plástica, disipación de energía, estructuras de acero, ANSYS, AISC 358.

Abstract

In steel structures designed to meet seismic resistance criteria the proper behavior of beam-to-column connections is essential to ensuring efficient energy dissipation and the maintenance of structural integrity during seismic events. The American Institute of Steel Construction (AISC) 358 standard establishes a series of prequalified connections capable of exhibiting ductile behavior through the formation of plastic hinges in specific areas of the beam, thereby preventing very high stress concentrations at the beam-column joints. This paper presents a detailed computational simulation of five of the connections specified in the standard: the Reduced Beam Section, Bolted Flange Plate, Bolted Unstiffened and Stiffened Extended, Double-Tee, and Welded Unreinforced Flange-Web connections. Each connection was modeled by incorporating boundary conditions and cyclic loading protocols that simulate seismic events. The results included the formation of a plastic hinge in the anticipated area of the beam, equivalent plastic deformations, structural hysteresis, and damage localization, which made it possible to evaluate the acceptance criteria established in the standard.

Key words: prequalified connections, plastic hinge, energy dissipation, steel structures, ANSYS, AISC 358.

Capítulo I

Introducción

Ecuador es un país que se caracteriza por tener una alta exposición a amenazas geológicas (sismos). En un estudio realizado por Mieles y Castañeda (2017) sobre el comportamiento estructural de columnas, vigas y losas durante el terremoto de 2016 en Ecuador reveló que la mayor parte de edificaciones tenían una arquitectura moderna que exigía una cultura de ingeniería y construcción de alta calidad, en una región de alta sismicidad no adecuada para este tipo de construcción, lo que sugiere que las fallas estructurales se dieron en gran parte por el incumplimiento de normativas y regulaciones gubernamentales.

En el año de 1994 y 1997 se registraron dos de los sismos más grandes registrados a nivel mundial, el sismo de Northridge en Estados Unidos y el de Kobe en Japón, Según Sauter (1995) la evaluación de los daños sísmicos reveló errores fundamentales en el concepto de diseño estructural y una ejecución deficiente en las conexiones. Lo que también evidenció la falta de sistemas estructurales sismorresistentes y normativas en las que regirse para la construcción de edificaciones de acero, pues se produjeron fallas frágiles en las conexiones soldadas a momento, principalmente por fractura en la zona de soldadura entre la viga y la columna (FEMA, 2000). Estos daños dieron lugar a investigaciones que se llevaron a cabo por el Federal Emergency Management Agency (FEMA) en conjunto con el American Institute of Steel Construction (AISC), los cuales llegaron a establecer las pautas para la evaluación, rediseño y calificación de conexiones sísmicas precalificadas. (FEMA, 2001)

A partir de estas investigaciones, el AISC publicó la primera edición de la norma AISC 358 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications” en el año 2005, con el objetivo de definir configuraciones de

conexiones precalificadas, las cuales demostraron un desempeño sísmico satisfactorio mediante ensayos y análisis detallados (AISC, 2005). Estas conexiones pueden aplicarse sin la necesidad de realizar pruebas adicionales siempre y cuando cumplan con los límites de geometría, materiales y procedimientos establecidos en la norma.

Con el tiempo la norma ha incorporado nuevos tipos de conexiones y criterios de diseño derivados de la experiencia acumulada y las investigaciones académicas. En la versión más reciente AISC 358-22 amplía los criterios técnicos y actualiza las conexiones precalificadas, donde se incluyen sistemas tales como Reduced Beam Section (RBS), Bolted Flange Plate (BFP), Welded Unreinforced Flange - Web (WUF-W), Double-Tee, Bolted Unstiffened and Stiffened Extended (AISC, 2022)

En el caso de Ecuador la Norma Ecuatoriana de la Construcción - Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente (NEC-SE-DS) incorpora los criterios basados en los estándares establecidos en la AISC, lo que actualmente ha facilitado la aplicación de las conexiones precalificadas dentro del marco normativo local (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda [MIDUVI], 2015)

La evolución normativa en conjunto con la evolución experimental representada por la AISC 358-22 constituye un avance significativo y fundamental hacia la estandarización de las conexiones estructurales de acero, promoviendo así diseños más seguros, económicos y confiables para la construcción de edificaciones en zonas sísmicas.

Planteamiento del problema

Las conexiones viga-columna juegan un papel fundamental en el diseño de estructuras de acero sismorresistentes pues se fundamenta en la capacidad de ciertos elementos para disipar energía evitando fallas frágiles. Algunas normativas internacionales como la AISC contienen los parámetros para diseñar conexiones precalificadas, que bajo condiciones

específicas garantizan la formación de rótulas plásticas en la viga y no en la columna lo que promueve un desempeño dúctil durante un sismo.

Sin embargo, la validez de estas conexiones se ven limitadas por múltiples factores, en muchos casos la validación experimental incurre en gastos elevados y tiempos prolongados de estudio por lo cual resulta necesario utilizar herramientas computacionales que indiquen resultados realistas pero con un costo y tiempo menos elevado.

Con esta premisa surge la necesidad de analizar si las conexiones precalificadas cumplen con la formación de la rótula plástica en la viga que permita disipar mayor energía por fluencia del acero. El problema de investigación se centra en determinar mediante el Software computacional ANSYS si las conexiones cumplen con los criterios de desempeño esperados.

Justificación

El diseño sísmico de conexiones viga-columna en marcos resistentes a momento ha constituido un aspecto fundamental en la ingeniería estructural. Catástrofes ocurridas durante los terremotos de Northridge (1994) y Kobe (1995) donde hubo afectaciones en las estructuras de acero evidenciaron la necesidad de desarrollar procedimientos estandarizados que garanticen un desempeño dúctil controlado de las conexiones con el fin de mejorar la seguridad estructural y minimizar riesgos en fallas durante eventos sísmicos futuros.

La versión más reciente de la norma AISC 358 (2022) define los criterios para el diseño y la validación de conexiones precalificadas, aplicables en marcos resistentes a momento tanto especiales (SMF) como intermedios (IMF), considerando resistencia ante mecanismos frágiles.

Conforme a esto surge la necesidad práctica de validar mediante simulación computacional detallada estas conexiones que permitan al diseñador validar el comportamiento normativo, además, permite evaluar distintos tipos de conexiones con sus respectivos parámetros geométricos, límites de momento, rigidez y demanda sísmica que contribuye a una mejor comprensión de su desempeño y aplicación en el diseño de estructuras sismorresistentes.

Objetivos

Objetivo General

Validar mediante simulación computacional en el entorno de simulación ANSYS que las conexiones precalificadas especificadas en la norma AISC 358 cumplen con la formación de la rótula plástica en la zona prevista de la viga, garantizando la disipación de energía por fluencia del acero.

Objetivos Específicos

- Realizar un estado del arte relacionado a conexiones precalificadas de acero y su validación mediante simulación computacional.
- Seleccionar el Software de simulación computacional más adecuado para el modelado y análisis no lineal.
- Realizar simulación computacional de la conexión Bolted Flange Plate (BFP).
- Realizar simulación computacional de la conexión Reduced Beam Section (RBS).
- Realizar simulación computacional de la conexión Welded Unreinforced Flange - Welded Web (WUF-W).

- Realizar simulación computacional de la conexión Double-Tee.
- Realizar simulación computacional de la conexión Bolted Unstiffened and Stiffened Extended.
- Elaborar un reporte técnico de resultados, análisis y conclusiones derivados de la validación computacional de las conexiones.

Alcance y limitaciones

El presente trabajo de titulación contempla el desarrollo de modelos tridimensionales de las cinco conexiones precalificadas detalladas en el capítulo dos y descritas en la norma AISI 358-22, especificando geometría de las conexiones, condiciones de contacto y considerando un comportamiento no lineal.

Se debe considerar que los resultados se ven directamente relacionados con los modelos numéricos realizados en ANSYS, además el trabajo de titulación no incluye una validación experimental directa por lo que las conclusiones se basan únicamente en la simulación computacional, adicional el análisis se limita a configuraciones específicas de conexiones precalificadas bajo condiciones ideales de carga.

Capítulo II

Marco Teórico

Diseño sísmico de estructuras metálicas

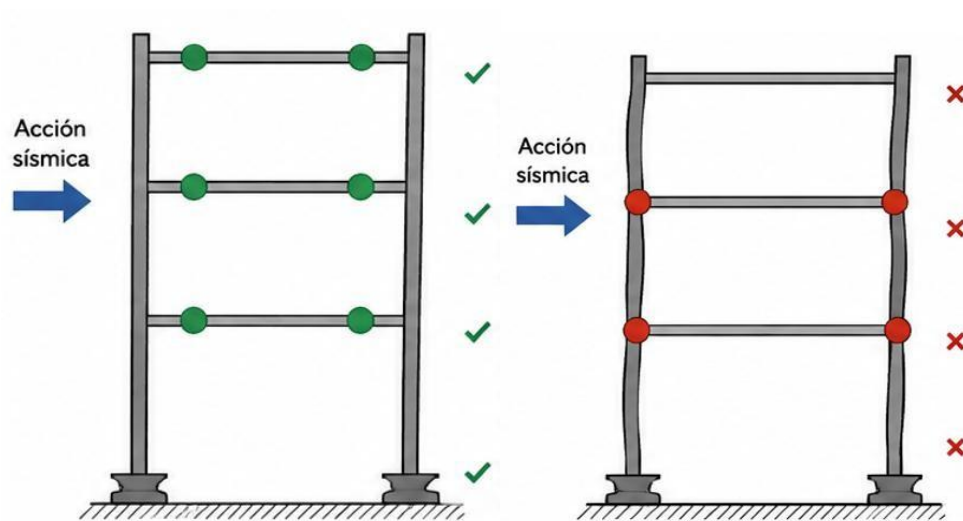
El diseño de estructuras de acero tiene como objetivo asegurar que las edificaciones mantengan un comportamiento adecuado frente a sismos de gran intensidad que reduzcan las probabilidades de colapso y protegiendo las vidas humanas. Con este enfoque los marcos resistentes a momento (Moment Resisting Frames) son sistemas estructurales que se utilizan debido a su capacidad para disipar energía generada durante eventos sísmicos principalmente en las conexiones entre vigas y columnas (AISC 358,2022)

Según la AISC 358 (2022), las conexiones viga-columna en marcos resistentes a momento tienen un rol importante en la capacidad del sistema estructural para disipar energía sísmica, estas conexiones deben ser capaces de resistir momentos flectores y fuerzas cortantes especialmente en la zona de intersección entre las vigas y columnas.

Para lograr un desempeño sísmico adecuado estas conexiones deben diseñarse para desarrollar rotaciones inelásticas importantes sin pérdida de resistencia ni formación de mecanismos de falla frágil, en la realidad esto implica asegurar una adecuada configuración geométrica, calidad en las soldaduras y suficiente rigidez en las uniones, también se debe evitar la falla de las columnas antes que la de las vigas siguiendo la filosofía de “columna fuerte-viga débil”.

Criterio Columna fuerte-Viga débil

El principio de “columna fuerte-viga débil” (en inglés Strong Column-Weak Beam, SCWB) es un criterio de diseño sísmico aplicado a estructuras de acero que busca asegurar que las fallas plásticas se desarrollen en las vigas antes que en las columnas, promoviendo un mecanismo de colapso dúctil a nivel de piso o entrepisos (véase Figura 1). (AISC 358, 2022)

Figura 1*Columna fuerte-viga débil*

Nota: La Figura muestra el principio de columna fuerte-viga débil donde la formación de la rótula plástica es en la viga y no en la columna. Adaptado de AISC 358 (2022).

Este criterio garantiza que las columnas conserven su capacidad resistente y la estabilidad global del marco incluso después de que las vigas hayan alcanzado el rango plástico.

Este fundamento se basa en que durante un sismo de gran intensidad se espera que la estructura disipe energía mediante la formación de rótulas plásticas. El criterio SCWB controla la ubicación de esas rótulas, confinándolas a las vigas (elementos secundarios) y evitando su formación en las columnas (elementos principales del sistema resistente).

De esta forma se busca prevenir el colapso en piso blando que es considerado uno de los modos de falla más peligrosos, como se puede observar en la Figura 2.

Figura 2

Ejemplo de falla por patología de piso blando en el Hospital Olive View durante el terremoto de San Fernando, California de 1971.



Nota: Tomado de ResearchGate

Criterios de la norma AISC 358 -22

Los criterios de diseño que se especifican en la normativa AISC 358 se fundamentan en garantizar un comportamiento dúctil bajo condiciones sísmicas procurando la formación de rótulas plásticas en la viga y evitando mecanismos frágiles en la columna.

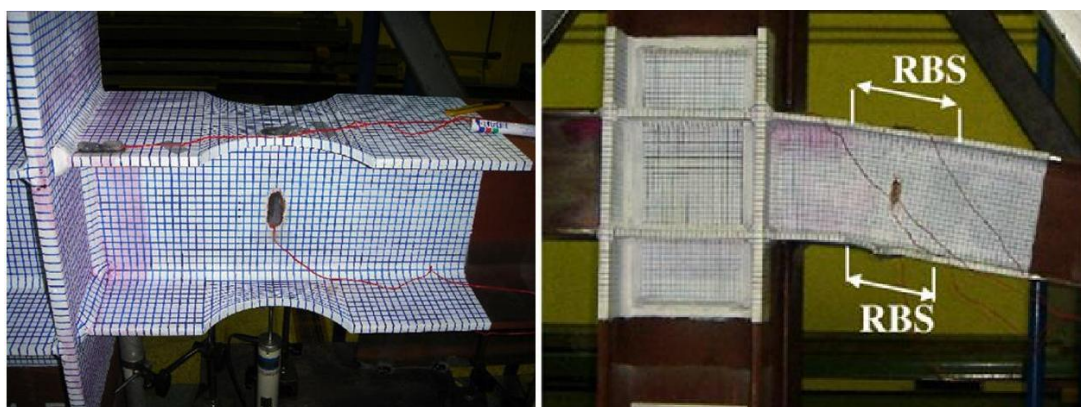
A continuación se presenta para cada conexión los criterios que especifica la norma AISC 358-22 para su desarrollo:

La conexión Reduced Beam Section (RBS) redactada en el capítulo 5 de la norma se basa en una reducción controlada del ancho de las alas de la viga mediante cortes tipo “dogbone” como se muestra en la Figura 3, esto con el objetivo de desplazar la plastificación fuera de la cara de la columna. Este diseño lo que busca es que la sección reducida tenga la

capacidad suficiente para desarrollar rotaciones inelásticas significativas sin pérdida de resistencia antes de tiempo, además, debe cumplir con las restricciones geométricas relacionadas con la longitud de corte, profundidad de reducción y ubicación del segmento reducido. También es importante verificar que la conexión soldada tenga una resistencia superior a la capacidad plástica de la viga, que asegure que la falla ocurra en la zona reducida y no en la unión (AISC 358, 2022).

Figura 3

Conexión precalificada tipo RBS ensayada experimentalmente bajo carga cíclica



Nota: Tomado de Reduced beam section moment connections subjected to cyclic loading: Experimental analysis and FEM simulation, por D. T. Pachoumis, E. G. Galoussis, C. N. Kalfas y A. D. Christitsas, 2009, Engineering Structures, (<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.08.007>)

En cuanto a las conexiones Bolted Unstiffened and Stiffened Extended End-Plate (BUEEP y BSEEP) que se describen en el capítulo 6 de la norma , el diseño se centra en el comportamiento del plato externo y la distribución de fuerzas en los pernos. Aquí se exige verificar la capacidad a tracción de los pernos, la resistencia a flexión del plato así como la interacción entre ambos que asegure un comportamiento dúctil global y por tanto la plastificación ocurra en la viga. (AISC 358, 2022). Continuando con las conexiones

apernadas, se encuentra en el capítulo 7 la conexión Bolted Flange Plate (BFP) donde el principio de diseño consiste en transferir las fuerzas de momento a través de placas atornilladas en las alas de la viga, mientras que el alma se conecta mediante una placa de cortante, para garantizar que la plastificación se dé en la viga y no en los elementos de conexión, lo principal en el diseño es que las placas y los pernos deben resistir fuerzas correspondientes al momento plástico esperado en la viga. (AISC 358, 2022).

Por otro lado, una de las conexiones soldadas descritas en el capítulo 8 es la Welded Unreinforced Flange – Welded Web (WUF-W), su diseño se basa principalmente en una soldadura de penetración completa en las alas y soldadura de filete en el alma (AISC 358, 2022). En cuanto a la conexión Double-Tee que se aborda en el capítulo 13, su principal criterio de diseño se basa en utilizar elementos tipo tee o atornillados en la columna, este sistema lo que busca es reducir la cantidad de soldaduras en la cara de la columna y aumentar la ductilidad (AISC 358, 2022).

Estructuras de acero sismorresistente

Este tipo de estructuras son sistemas que están diseñados para resistir momentos producidos por eventos sísmicos, sin llegar a colapsar. Donde los criterios de ductilidad son su principal base de diseño, así también la disipación de energía que permite que la estructura soporte deformaciones inelásticas controladas durante los sismos.

Existen ciertas características que sobresalen en este tipo de estructuras:

Alta ductilidad, el acero permite que se deforme altamente antes de llegar al fallo, algo que se considera esencial para absorber la energía inelástica.

Conexiones críticas, las uniones entre elementos como vigas, columnas y placas deben estar diseñadas para resistir esfuerzos cíclicos sin perder su capacidad.

Elementos fusibles, por lo general las zonas como vigas se diseñan para plastificarse primero, lo que permite proteger los elementos principales como lo son las columnas.

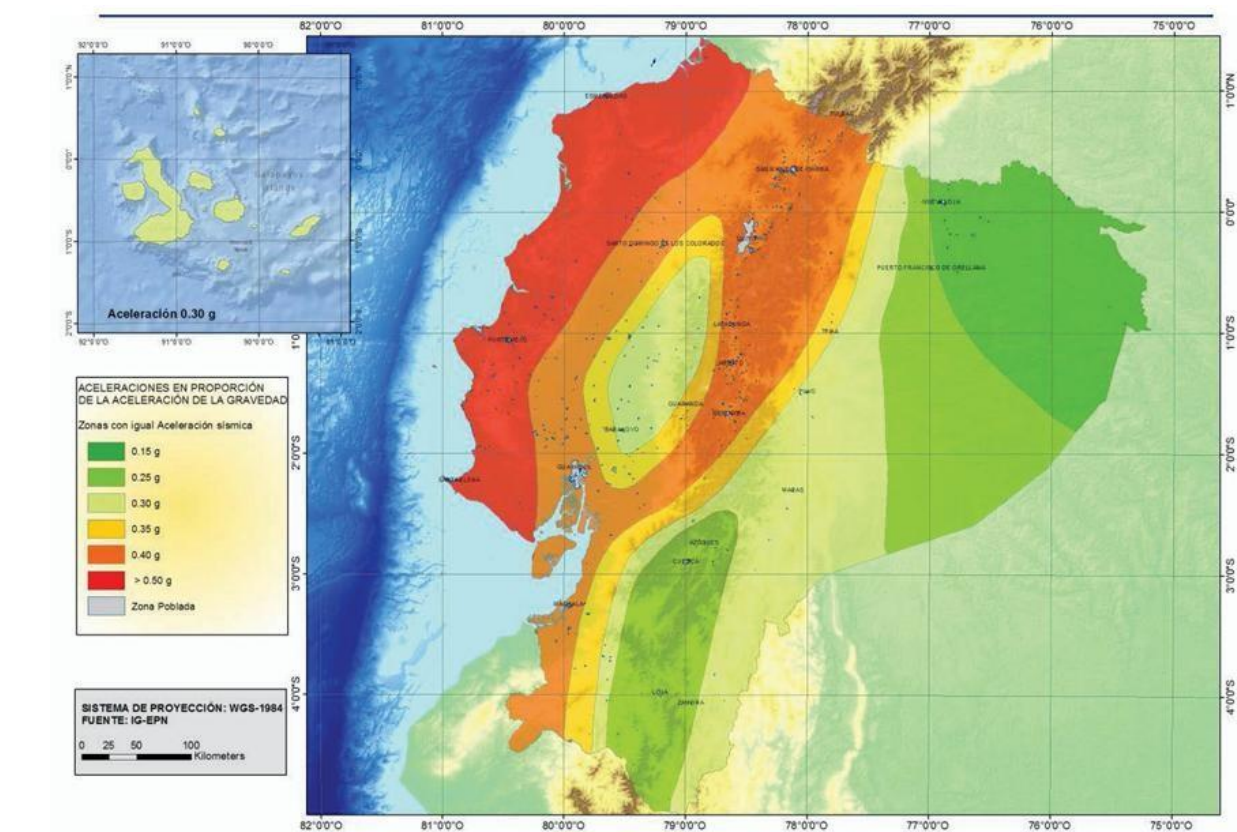
Configuración estructural regular, lo que se busca es simetría y continuidad para evitar las concentraciones de esfuerzos, aunque no siempre sucede esto pues el diseñador está limitado a la arquitectura

Norma Ecuatoriana de la Construcción - Cargas Sísmicas de Diseño Sismo Resistente (NEC-SE-DS)

La Norma Ecuatoriana de la Construcción constituye el principal documento técnico para el análisis y diseño sismorresistente en Ecuador, en este apartado se establece los criterios para determinar las cargas sísmicas que actúan sobre las estructuras teniendo en cuenta algunos factores importantes como la zonificación sísmica del país que se muestra en la Figura 4, el periodo fundamental de vibración, el tipo de suelo y la ductilidad estructural. Esta normativa tiene como objetivo que las estructuras tengan un comportamiento adecuado frente a eventos sísmicos preservando la seguridad de los ocupantes.

Figura 4

Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño



Nota: Tomado de Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS: Peligro Sísmico y Diseño Sismorresistente (p. 35), por MIDUVI, 2015.

En el apartado 4.2 de la norma se habla de la filosofía de diseño sismorresistente que permite comprobar el nivel de seguridad de vida. El diseño estructural se desarrolla tomando en cuenta un sismo de referencia definido como un evento sísmico con una probabilidad del 10% de ser superado en un período de retorno aproximado de 475 años.

La NEC-SE-DS también incluye conceptos fundamentales como irregularidades estructurales, los límites de deriva permitidos y los niveles de desempeño sísmico donde se encuentran elementos importantes para el diseño de estructuras de acero y hormigón armado. Una de las cosas que la norma exige es la elaboración de memorias de cálculo detalladas y verificaciones de desempeño que permitan evaluar la respuesta estructural ante los posibles escenarios sísmicos, además, si se considera que Ecuador se encuentra en una de las zonas

tectónicas más activas del planeta la normas es un recurso fundamental para comprender esta transferencia de energía y comportamiento dinámico de sistemas estructurales sometidos a vibraciones inducidas por terremotos.

Cargas sísmicas

Las cargas sísmicas corresponden a las fuerzas inerciales inducidas en una estructura como consecuencia de los movimientos en un terreno generados por un sismo, a diferencia de las cargas gravitacionales, estas tienen un carácter dinámico y dependen de las propiedades dinámicas de la estructura así como masa, rigidez y periodo natural de vibración, así como también de las características del evento sísmico.

De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (MIDUVI, 2015), las fuerzas sísmicas de diseño se determinan a partir del espectro de respuesta elástico definido por las distintas zonas sísmicas del país (véase Figura 4) y las características del suelo de construcción. La norma considera que durante un evento sísmico la aceleración del terreno genera fuerzas de inercia proporcionales a la masa de la estructura la cuales actúan principalmente en dirección horizontal, las que pueden producir esfuerzos significativos en las conexiones y elementos principales de la estructura.

Histéresis

Otro concepto muy importante que incluye la NEC-SE-DS es la histéresis que se define a continuación:

Fenómeno por medio del cual dos o más, propiedades físicas se relacionan de una manera que depende de la historia de su comportamiento previo. En general hace referencia al comportamiento de los materiales estructurales cuando se ven sometidos a deformaciones o esfuerzos que están fuera del rango lineal, o elástico, de comportamiento. Una gran parte de la energía que es capaz de disipar el material

estructural en el rango inelástico de respuesta se asocia con el área comprendida dentro de los ciclos de histéresis. (MIDUVI, 2015, p. 10)

Normativa AISC 358-22

Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications - Conexiones precalificadas para marcos de momento de acero especiales e intermedios para aplicaciones sísmicas.

La normativa AISC 358-22 establece los requisitos para el diseño, la fabricación y la aplicación de conexiones precalificadas en edificios de acero estructural de acuerdo con las disposiciones del AISC para marcos resistentes a momento especiales (SMF) y marcos de momento intermedios (IMF), esta normativa complementa a la AISC 341 y permite a los diseñadores usar ciertos tipos de conexiones sin necesidad de realizar ensayos experimentales adicionales siempre que se cumplan con los requisitos geométricos, de diseño y criterios de aceptación basados en el desempeño sísmico establecidos en la norma. (AISC, 2022)

Conexiones Precalificadas

Como se establece en la norma AISC 358, las conexiones Precalificadas (CP) son uniones viga-columna diseñadas para pórticos especiales (SMF) e intermedios (IMF) resistentes a momento en zonas de alto peligro sísmico, concepto que surgió de la necesidad de corregir las fallas frágiles y el colapso observado en uniones soldadas tradicionales de momento.

El principal objetivo de las conexiones es asegurar un comportamiento dúctil y predecible de la estructura durante un evento sísmico severo. Comportamiento que se logra mediante la aplicación de dos principios de diseño esenciales.

1. Mecanismo de Columna fuerte - viga débil

2. Rotación plástica mínima

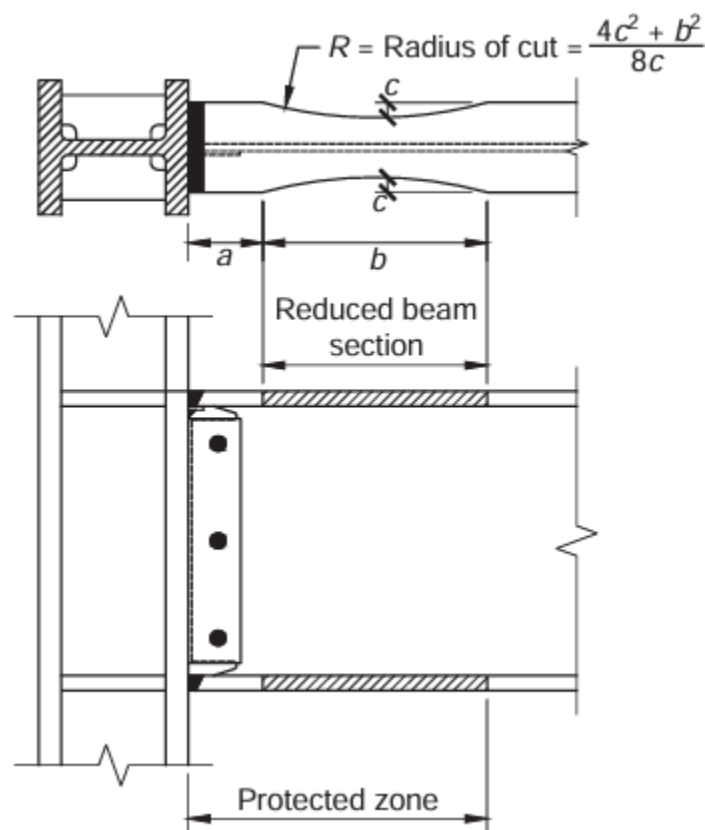
Tipos de Conexiones Precalificadas

La AISC 358-22 reconoce diversas configuraciones de conexiones precalificadas, las que se utilizan para el estudio se describen a continuación:

Reduced Beam Section (RBS). En una conexión de momento de sección de viga reducida, también conocida como “dogbone” se recortan selectivamente partes de las alas de la viga en la región adyacente a la conexión viga-columna (véase Figura 5). La fluencia y la formación de rótula se producen principalmente dentro de la sección reducida de la viga.

Figura 5

Conexión viga-columna con sección reducida (RBS) en estructuras de acero sismorresistentes.



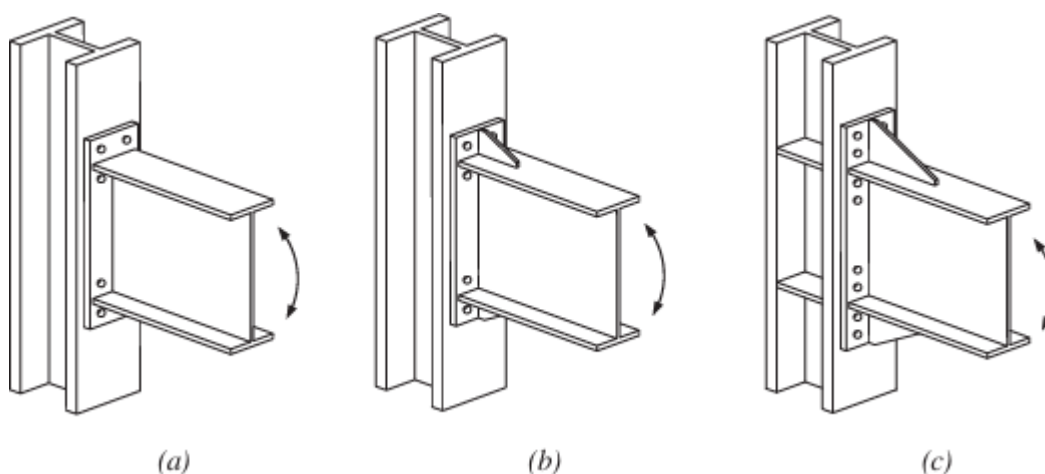
Nota. La figura muestra una viga conectada a una columna a través de una sección reducida de alas, La zona adyacente a la reducción se identifica como “zona protegida” donde se espera que ocurra plastificación controlada, preservando la integridad de la columna. Tomado de la norma AISC 358 (2022).

Bolted Unstiffened (BUEEP) and Stiffened Extended end-plate (BSEEP)

Moment Connections. Las conexiones atornilladas de placa de extremo se realizan soldando la viga a una placa de extremo y atornillando esta última al ala de la columna (véase Figura 6). El comportamiento de este tipo de conexión puede controlarse mediante diversos estados límite, como la fluencia por flexión de la sección de la viga, la fluencia por flexión de las placas de extremo, la fluencia de la zona del panel de la columna, la rotura por tensión de los pernos de la placa de extremo, la rotura por cortante de los pernos de la placa de extremo o la rotura de diversas uniones soldadas. Los criterios de diseño proporcionan suficiente resistencia a los elementos de las conexiones para garantizar que la deformación inelástica de la conexión se logre mediante la fluencia de la viga. (AISC 358, 2022)

Figura 6

Configuraciones de placas de extremo extendidas en conexiones viga-columna



Nota. La figura muestra los 3 tipos de conexiones estructurales usadas para unir vigas y columnas mediante placas de extremo atornilladas:

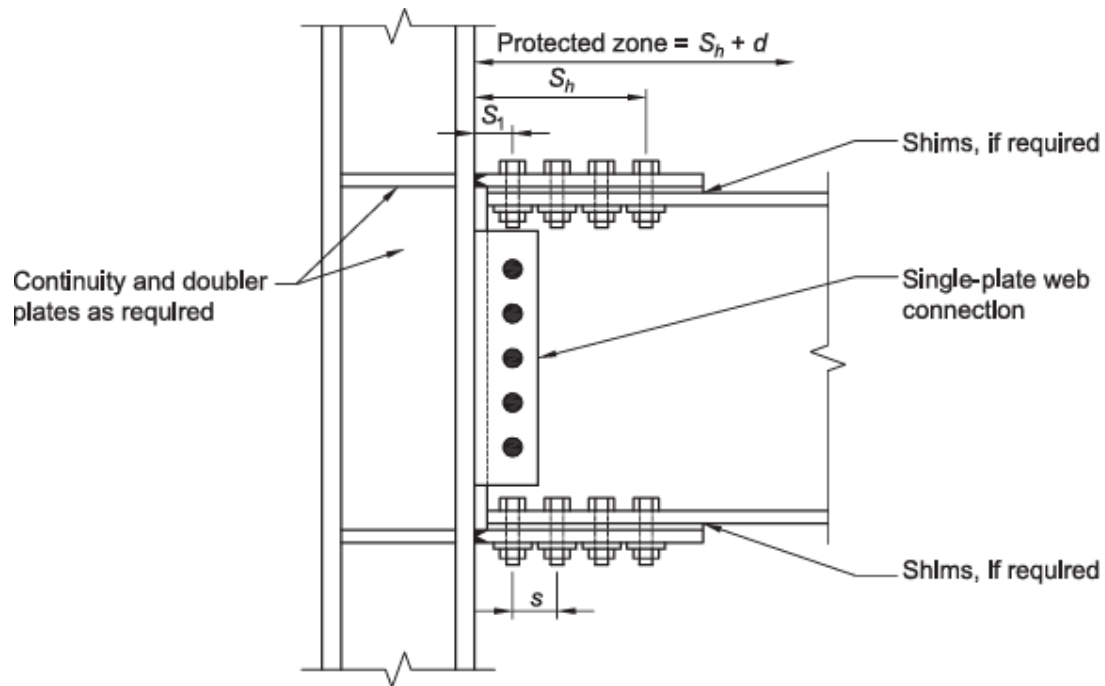
- a. 4E - Cuatro pernos sin rigidizador corresponde a la configuración básica de la conexión conformada por cuatro pernos sin elementos de refuerzo.
- b. 4ES - Cuatro pernos con rigidizado incluye una placa rigidizadora soldada entre la viga y la placa de extremo lo que aumenta la rigidez.
- c. 8ES - Ocho pernos con rigidizador consiste en una configuración reforzada con ocho pernos y placa rigidizadora que está diseñada para resistir momentos flectores más grandes y brindar mayor estabilidad.

Tomado de AISC 358 (2022).

Bolted Flange Plate (BFP). Una conexión BFP utiliza placas soldadas a las alas de la columna y atornilladas a las alas de la viga (véase Figura 7). Las placas superior e inferior deben ser idénticas. Las placas de ala se sueldan al ala de la columna mediante soldadura de ranura CJP, y las conexiones de las alas de la viga se realizan con pernos de alta resistencia. El alma de la viga se conecta al ala de la columna mediante una conexión a cortante de placa simple atornillada con pernos en orificios de ranura corta. (AISC 358, 2022)

Figura 7

Conexión de momento con placas de ala atornillada en estructuras de acero.

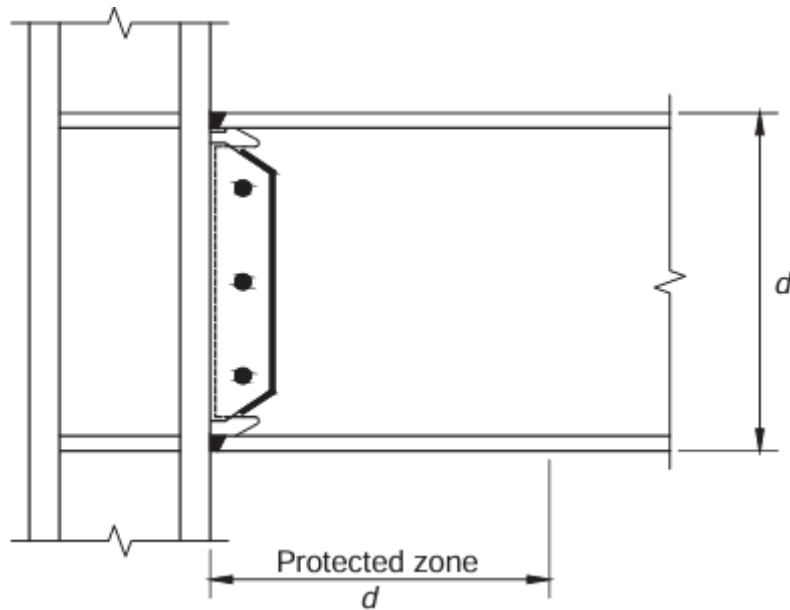


Nota. La figura muestra una conexión estructural entre una viga horizontal y una columna vertical mediante placas de ala atornillada, diseñada para resistir momentos flectores en marcos sismorresistentes. Tomado de la norma AISC 358 (2022).

Welded Unreinforced Flange-Welded Web (WUF-W) Moment Connection. En este tipo de conexión la rotación inelástica se genera principalmente por la fluencia de la viga en la región adyacente a la cara de la columna. La rotura de la conexión se controla mediante requisitos de detalle especiales relacionados con las soldaduras que unen las alas de la viga al ala de la columna, las soldaduras que unen el alma de la viga al ala de la columna (véase Figura 8), y la forma y el acabado de los orificios de acceso para las soldaduras. (AISC 358, 2022)

Figura 8

Conexión de momento tipo WUF-W en estructuras de acero.



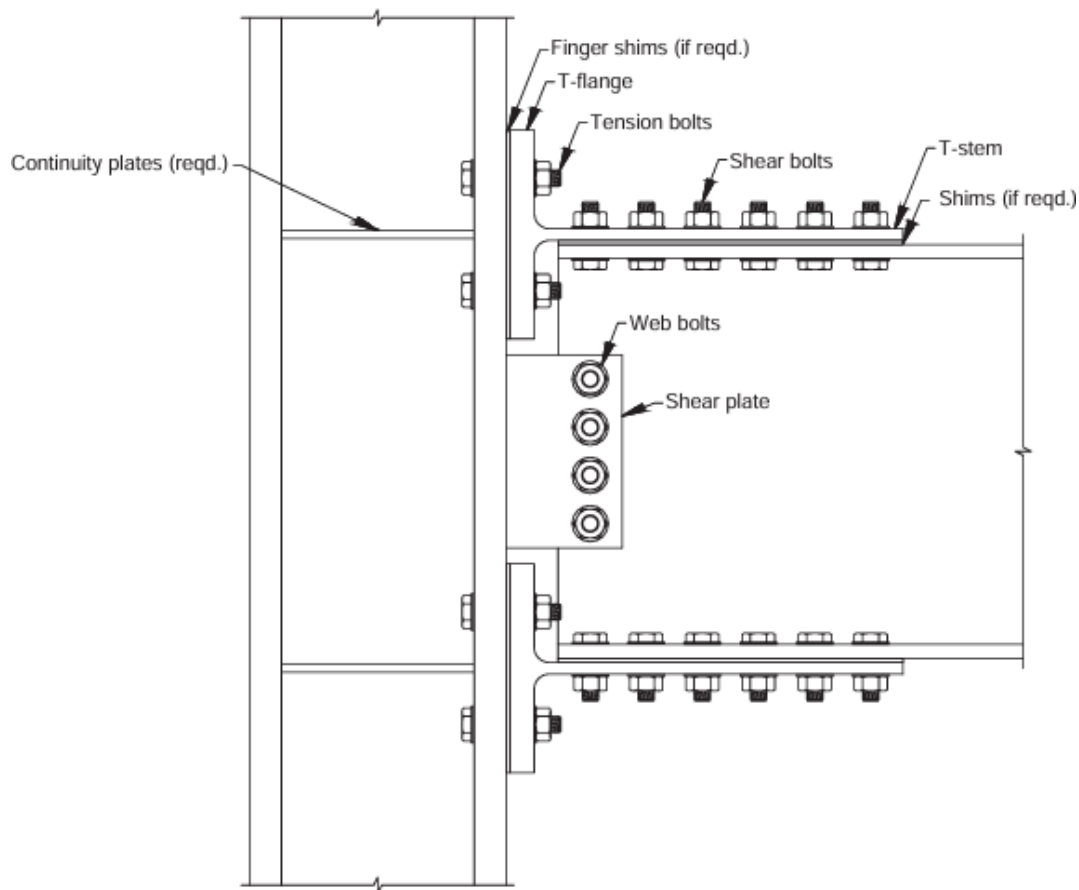
Nota. La figura representa una conexión rígida entre una viga de sección tipo wide flange y una columna vertical, mediante soldadura directa en las alas de la viga. Se destaca la zona protegida, que se define por una longitud “d” desde la cara de la columna hacia la viga, donde se espera la formación de las rótulas plásticas. Región en donde no debe colocarse perforaciones, ni soldaduras adicionales o elementos que interfieran con la ductilidad del sistema. Tomado de la norma AISC 358 (2022).

Double-Tee Moment Connections . Las conexiones de doble T utilizan componentes en forma de T que se atornillan tanto al ala de la columna como al ala de la viga mediante pernos de alta resistencia.

Se utilizan cuatro u ocho pernos para fijar los componentes en T a las alas de la columna. Los componentes en forma de T de arriba y de abajo deben ser idénticos. Estos se deberán cortar a partir de perfiles laminados. El alma de la viga se conecta a la columna mediante una conexión a cortante de placa simple atornillada (véase Figura 9). La fluencia y la formación de rótulas están previstas en la viga cerca de los extremos de los vástagos de los componentes en T. (AISC 358, 2022)

Figura 9

Conexión típica tipo double-tee en estructuras de acero



Nota. La figura presenta una conexión estructural entre dos componentes en forma de “T”, utilizada comúnmente en sistemas prefabricados o ensamblajes metálicos. Tomado de la norma AISC 358 (2022).

Normativa AISC 360

La norma AISC 360 constituye uno de los referentes más importantes del diseño y construcción de estructuras de acero cuyo propósito es establecer los requisitos mínimos para garantizar la seguridad, estabilidad, resistencia y desempeño de los elementos estructurales de acero que se encuentran sometidos a condiciones de carga. También incorpora las

metodologías de diseño Load and Resistance Factor Design (LRFD) y Allowable Strength Design (ASD). La AISC 360 también contempla aspectos relacionados a la estabilidad global de las estructuras que incluye fenómenos como el pandeo y la fatiga.

Normativa AISC 341-22

Esta norma establece las disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural, rige el diseño, la fabricación y el montaje de elementos y conexiones de acero estructural en los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas (SFRS), así como los empalmes y bases de columnas en sistemas de entramado de gravedad de edificios y otras estructuras con pórticos de momento, pórticos arriostrados y muros de corte. (AISC 341, 2022)

Los sistemas aporticados resistentes a momento en acero estructural están clasificados en tres tipos según la norma como Ordinary Moment Frames (OMF), Intermediate Moment Frames (IMF) y Special Moment Frames (SMF), su clasificación básicamente corresponde a su nivel de ductilidad y capacidad de disipación de energía. Los sistemas OMF son diseñados para zonas de baja amenaza sísmica, no exige un diseño riguroso y puede tener una capacidad baja de deformación. El factor de modificación de respuesta sísmica suele ser bajo por lo general R es igual a 3.5 lo que en el diseño se traduce en menos reducciones de fuerza sísmica; Se aplica en estructuras de tamaño pequeño, baja altura y donde la ubicación geográfica no sea una zona de alto peligro sísmico.

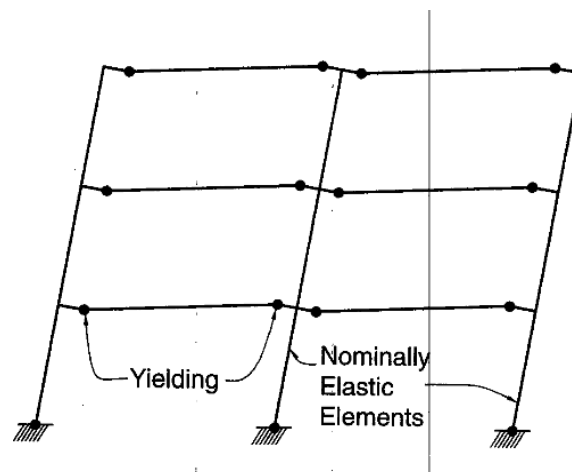
Los sistemas Intermediate Moment Frames (IMF) incorporan más requisitos en detallado estructural en comparación a los OMF lo que permite que desarrollan deformaciones moderadas antes de alcanzar estados críticos de falla. Según la AISC 341-22 los IMF deben demostrar una capacidad rotacional de 0.02 rad aproximadamente, que asegure que las conexiones pueden disipar energía sísmica sin degradación de resistencia antes de tiempo. El factor de modificación sísmica es de R igual a 4.5 lo que permite una

reducción adicional de fuerzas sísmicas en el diseño. Estos sistemas son más utilizados en zonas donde la amenaza sísmica es moderada donde se requiere un equilibrio entre optimización económica y seguridad estructural, el desempeño se ve ligado al diseño adecuado de conexiones, continuidad de elementos y control de mecanismos de falla local.

Por otro lado, los sistemas Special Moment Frames (SMF) son los que tienen mayor capacidad de disipación de energía y ductilidad dentro de los marcos resistentes a momento definidos por la AISC 341-22. La filosofía de diseño de los SMF es el criterio columna fuerte-viga débil que se menciona anteriormente en el capítulo, promoviendo la formación de rótulas plásticas en la viga como se muestra en la Figura 11. Estos sistemas se diseñan principalmente para zonas donde la actividad sísmica es muy alta. Además, exigen conexiones precalificadas que se encuentran reguladas por la norma AISC 358-22, estas deben dimensionarse para que permanezcan elásticas a medida que experimentan deformaciones, como se puede observar en la Figura 10. El valor de modificación sísmica puede llegar a ser 8 y capacidad rotacional mínima de 0.04 rad lo que permite una reducción significativa de fuerzas en el diseño por su alta disipación de energía.

Figura 10

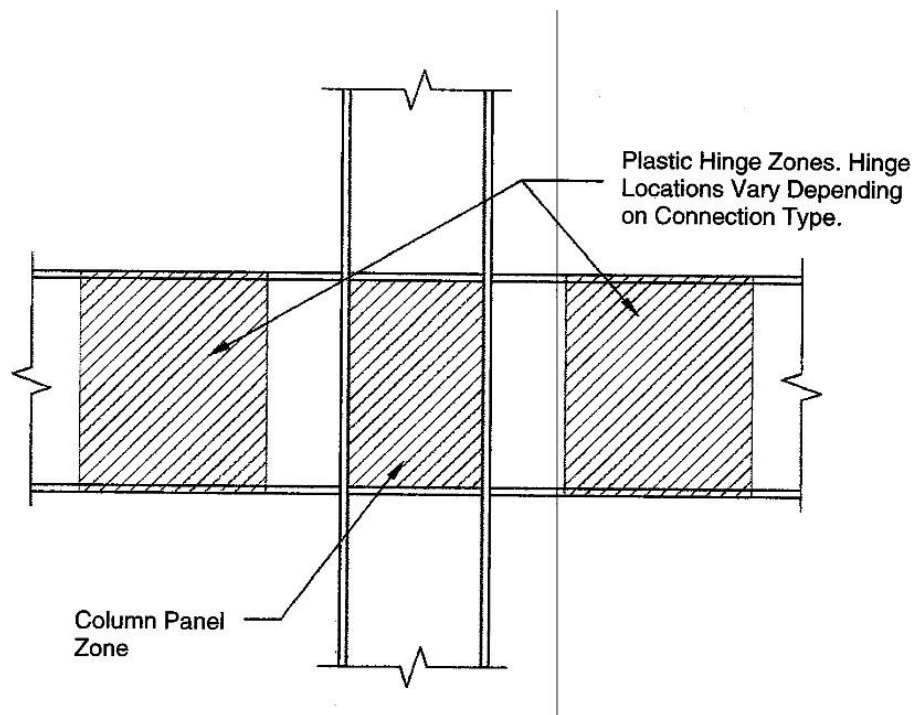
Pórticos de momento dúctiles



Nota: Recuperado de *Seismic design manual* (3rd ed.), por American Institute of Steel Construction, 2018.

Figura 11

Áreas donde se puede esperar deformación inelástica



Nota: Recuperado de *Seismic design manual* (3rd ed.), por American Institute of Steel Construction, 2018.

Modelado y Simulación

Criterios de Fluencia y Falla del material

Los criterios de fluencia permiten determinar el inicio de la plastificación en materiales dúctiles, mientras que los criterios de falla identifican el colapso estructural por fractura o fatiga.

Criterio de Von Mises. El criterio establece que un material dúctil inicia su proceso de fluencia cuando el esfuerzo de Von Mises alcanza el límite de fluencia del material obtenido mediante un ensayo de tracción simple. A diferencia de otros criterios el de Von Mises considera que el inicio de la deformación plástica no depende sólo del esfuerzo normal o del esfuerzo cortante máximo sino de la energía de distorsión acumulada en el material la que es responsable de los cambios en la forma sin que produzca una variación significativa de su volumen (Beer et al., 2017).

Para que el diseño sea seguro, el esfuerzo de Von Mises calculado (σ_v) debe ser menor o igual al esfuerzo de fluencia del acero (S_y o F_y):

$$\sigma_v \leq S_y \quad (1)$$

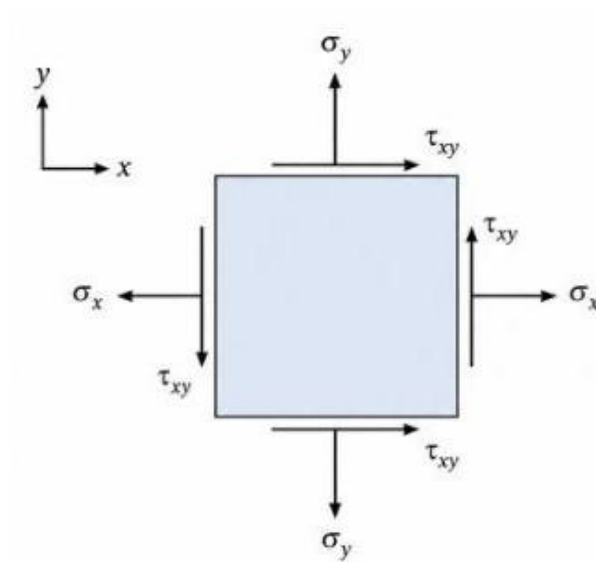
En un estado de esfuerzos bidimensional, el criterio se expresa mediante la fórmula:

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x\sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \quad (2)$$

Donde σ representa los esfuerzos normales como se muestra en la Figura 12, y τ el esfuerzo cortante. Si esta combinación supera el límite S_y , se considera que la conexión o el elemento ha fallado por fluencia inelástica (Budynas & Nisbet, 2012).

Figura 12

Elemento sometido a un estado bidimensional de esfuerzos



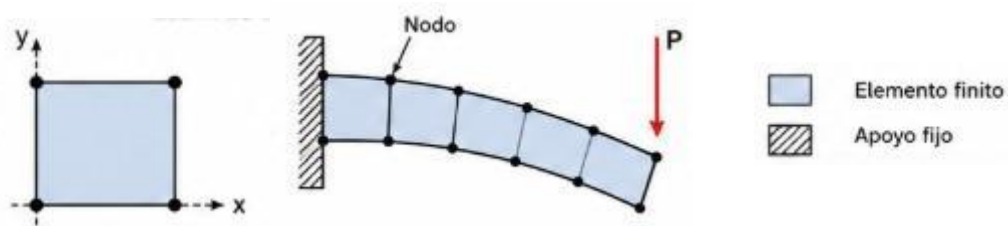
Nota: Elaboración propia basada en Budynas, R. G., & Nisbet, J. K. (2012). *Shigley's Mechanical Engineering Design* (9th ed.). McGraw-Hill.

Elementos finitos

El método de los elementos finitos (MEF) es una técnica numérica para encontrar soluciones aproximadas a problemas complejos de ingeniería. El método consiste en dividir una estructura continua y completa en un número finito de partes pequeñas y simples llamadas “elementos”. Estos elementos están conectados entre sí por puntos denominados “nodos” (véase la Figura 13), donde se calculan los desplazamientos y las fuerzas. (Logan, 2016)

Figura 13

Nodos (puntos de conexión)



Nota: Elaboración propia basada en Logan (2016).

El método de los elementos finitos es una herramienta de gran ayuda en lo que se trata de solución de problemas de la ingeniería, donde se analizan deformaciones y esfuerzos. Con el avance en la programación y modelación en programas CAD, pueden modelarse y simular problemas con mayor facilidad, donde se construye un prototipo y se puede modificar de acuerdo a las necesidades presentes en el problema. Con este método de análisis lo que se realiza es la discretización de una zona compleja en figuras geométricas más sencillas denominadas elementos finitos.

Matriz de rigidez

La matriz de rigidez representa las propiedades mecánicas y geométricas de un elemento o estructura, relacionando los desplazamientos de los nodos con las fuerzas aplicadas. Es una matriz que contiene los coeficientes de rigidez que definen cuánta fuerza se requiere en un grado de libertad para producir un desplazamiento unitario. En estructuras de acero depende del módulo de elasticidad (E), la inercia (I), el área (A) y la longitud (L) de los elementos (Logan, 2016)

La matriz de rigidez se considera el núcleo del método de los elementos finitos, esta describe la relación entre fuerzas nodales aplicadas y los desplazamientos resultantes. Para un elemento estructural simple esta relación puede expresarse como:

$$q^{(e)} = K^{(e)}a^{(e)} \quad (3)$$

Donde $K^{(e)}$ es la matriz de rigidez del elemento, $a^{(e)}$ el vector desplazamientos nodales y $q^{(e)}$ el vector de fuerzas nodales equivalentes.

A nivel general la matriz de rigidez se obtiene mediante el proceso de ensamblaje, el cual se basa en superponer las contribuciones de cada elemento en función de la conectividad

nodal, esto garantiza el equilibrio en los nodos, donde las cargas externas aplicadas deben ser igual a la suma de fuerzas internas generadas por los elementos (Ferreira & Fantuzzi, 2020).

El resultado final es un sistema de ecuaciones lineales:

$$Ku = F \quad (4)$$

donde K es la matriz de rigidez global, u el vector de desplazamientos globales y F el vector de fuerzas externas.

Si se toma desde un punto de vista más general, donde se dan problemas de tipo bidimensional o tridimensional la matriz de rigidez se obtiene a partir de la integración de matrices de deformación y propiedades del material sobre el volumen del elemento, esto se expresa como:

$$K^{(e)} = \int_{\Omega_e} B^T C B d\Omega \quad (5)$$

donde B es la matriz de deformación-desplazamiento y C la matriz constitutiva del material (Ferreira & Fantuzzi, 2020).

Análisis de convergencia y validación numérica

En simulación computacional, el análisis de convergencia nos ayuda a verificar que los resultados numéricos tienden de forma estable hacia la solución teórica esperada conforme se refinan las condiciones de la malla, pasos de tiempo y número de iteraciones. Según Cook et al. (2002), el análisis consiste en realizar simulaciones sucesivas refinando la malla (haciendo los elementos más pequeños). El objetivo es demostrar que a partir de cierta densidad de malla los resultados ya no cambian significativamente, si los resultados se estabilizan se dice que el modelo ha convergido.

El comportamiento de las tensiones se ve más sensible frente a la discretización, pues en modelos simples pueden resultar constantes dentro de cada elemento, cuando deberían variar de manera continua, esto refleja que una malla más refinada mejora de manera significativa la representación del campo de esfuerzos (Ferreira & Fantuzzi, 2020).

La validación numérica se desarrolla mediante el método de elementos finitos utilizando el Software ANSYS, en la primera etapa se realiza la definición del modelo estructural dentro de los rangos establecidos en la norma y se construyen modelos tridimensionales detallados. Posteriormente se realiza la caracterización del material donde el modelo incorpora el comportamiento no lineal permitiendo simular la transición desde el régimen elástico hasta la fluencia y el desarrollo de formaciones plásticas.

Se realiza también la definición de interacciones y condiciones de borde, se definen los contactos entre superficies, en el caso de las uniones atornilladas se puede simplificar mediante conexiones rígidas o elementos equivalentes, por otro lado las soldaduras se representan mediante uniones continuas para el caso con un alto nivel de detalle.

Para análisis cíclico se emplean historiales de carga que permite la degradación de rigidez, la capacidad de disipación de energía y las deformaciones plásticas ejecutado bajo un análisis no lineal.

Capítulo III

Estado del arte

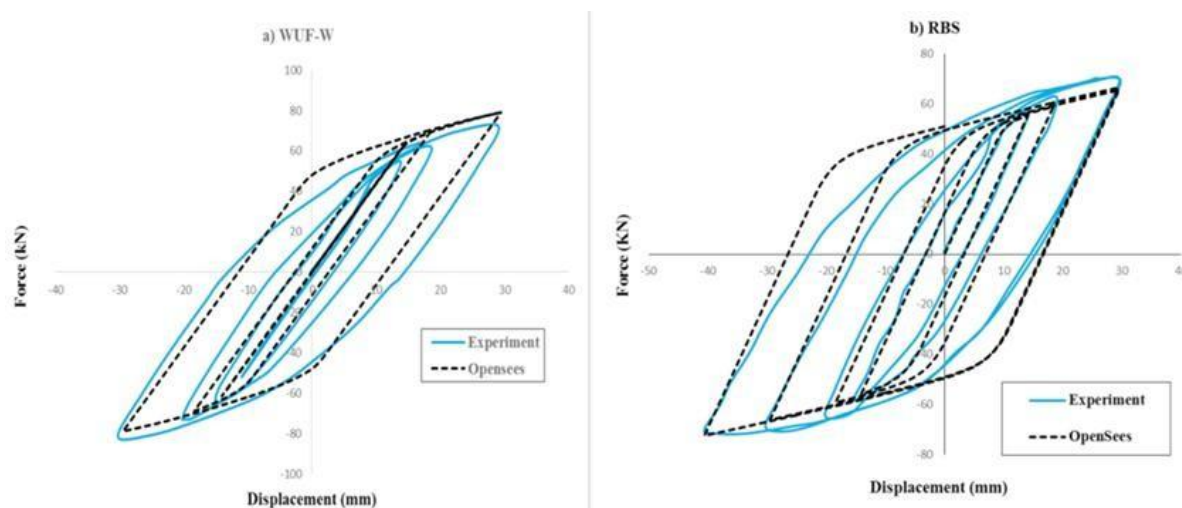
Estudios previos sobre conexiones precalificadas

El comportamiento de las conexiones viga-columna ha sido objeto de estudio a lo largo de los años a causa del interés en el diseño sismorresistente de edificaciones de acero. Debido a la gran necesidad de garantizar mecanismos que disipen la energía, se han desarrollado conexiones acorde a los criterios específicos de normativa existente como la AISC 358. Se han realizado extensas investigaciones y ensayos experimentales que han validado estas conexiones, sin embargo, su estudio detallado continúa progresando mediante herramientas de simulación computacional.

Existen varios estudios dirigidos al comportamiento sísmico de las conexiones tipo Reduced Beam Section (RBS) y conexiones soldadas tipo Welded Unreinforced Flange-Welded Web (WUF-W). En el artículo de Ghassemieh et al. (2021) se analizan los efectos del nivel de ductilidad y del tipo de conexión en las respuestas sísmicas en edificios de base fija y base aislada, entre los resultados obtenidos a partir de esta investigación están que los niveles de ductilidad y tipos de conexión afectan de forma significativa la respuesta ante sismos. La conexión RBS reduce las demandas de deriva máxima, evidenciando que permiten una mejor distribución de deformaciones plásticas (véase Figura 14), reduciendo así los daños concentrados en la zona de la columna. Estos resultados sostienen el principio de “columna fuerte - viga débil”, muy adoptado en normativas modernas.

Figura 14

Validación del modelado de la conexión con el resultado experimental (a) WUF-W (b) RBS

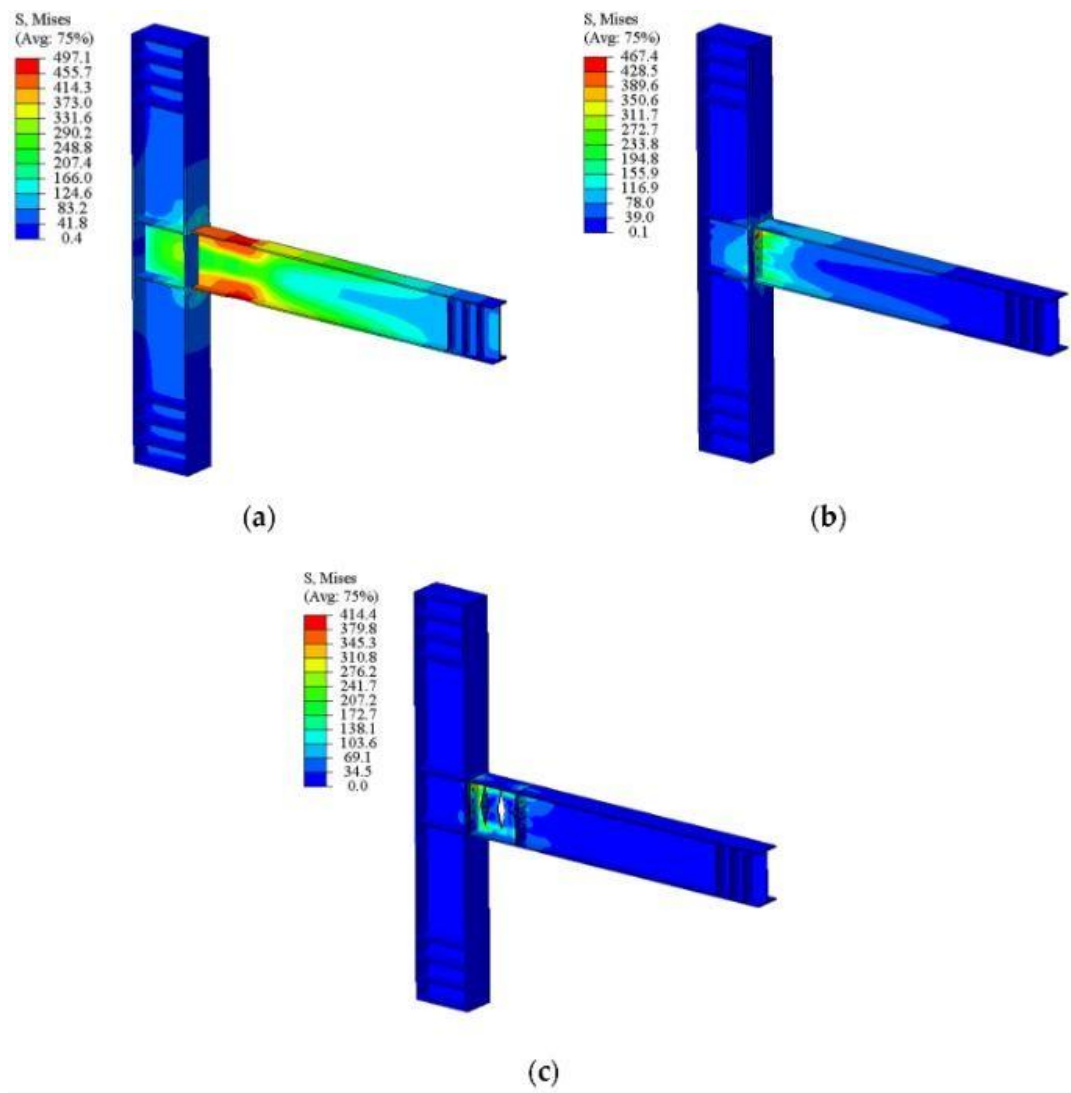


Nota: Tomado de Effects of ductility and connection design on seismic responses of base isolated steel moment resisting frames, por Ghassemieh, M., Kheyroddin, A., & Ghasemzadeh, H. (2021). *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*

Otro enfoque en algunas investigaciones recientes es el desempeño estructural basado en criterios de resiliencia y reparabilidad. En el trabajo de Dong et al. (2026) se presenta el estudio comparativo sobre la resiliencia de diferentes tipos de uniones en estructuras de acero ante un sismo, entre ellas las conexiones de acero soldadas, atornilladas y con fusibles reemplazables. Mediante modelos de elementos finitos los autores evaluaron la respuesta monotónica y cíclica de cada conexión utilizando propiedades geométricas y materiales equivalentes para garantizar una comparación uniforme. Los resultados obtenidos evidencian que las conexiones tipo RBS presentan la mayor capacidad de disipar energía bajo cargas cíclicas (véase Figura 15), desarrollando una adecuada formación de rótulas plásticas alejadas de la columna. Sin embargo, el daño se concentra en la propia viga lo que puede dificultar las labores de reparación posterior, por otro lado, las conexiones con fusibles reemplazables permiten localizar el daño en componentes que son específicamente diseñados para ser sustituidos, lo que mejora la capacidad de reparabilidad posterior a un evento sísmico.

Figura 15

Contornos representativos de estrés de von Mises en $\theta = 0,05$ rad: (a) W-RBS, (b) Atornillado y (c) Panel prefabricado con fusible de alma.

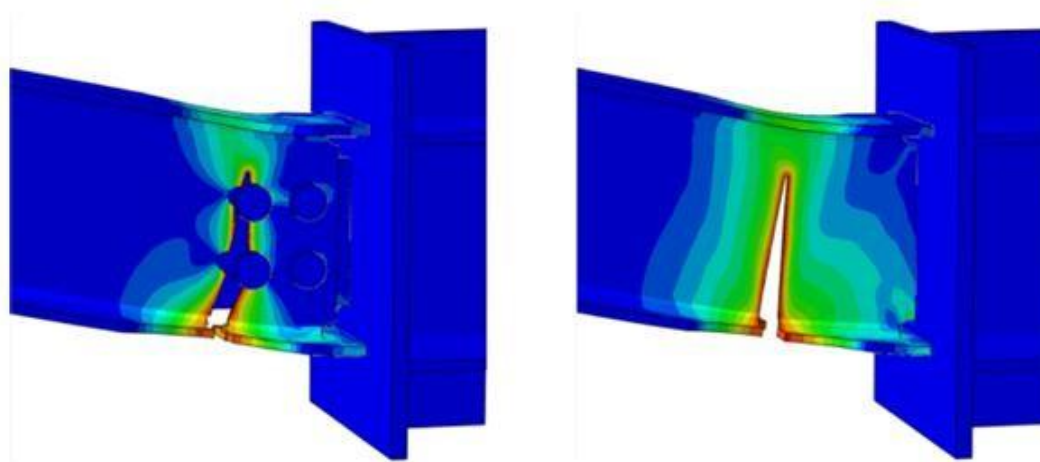


Nota: Tomado de From strength to repairability: Normalized performance metrics for welded, bolted and replaceable-fuse steel moment connections por Dong, L., Hongguang, X., Feng, Z., Shufeng, Z., Minjie, T., & Yao, W. (2026). *Applied Sciences*

En cuanto a la simulación computacional, existen varias investigaciones que emplean el método de elementos finitos para reproducir el comportamiento de las conexiones. Como en el estudio de Chen et al. (2020) que investiga cómo se desempeñan las estructuras sismorresistentes cuando fallan por la pérdida de una columna central. Lo que se destaca de esta investigación es el análisis del colapso progresivo en marcos de acero con conexiones RBS donde se utilizan modelos numéricos avanzados, donde se incorporan criterios de no linealidad geométrica y de material. Gracias a los resultados obtenidos se demuestra que la simulación permite capturar oportunamente la formación de la rótula plástica (véase Figura 16), la disipación de energía y modos de falla, lo que valida el uso de herramientas de tipo computacional como complemento para ensayos experimentales.

Figura 16

Modos de falla determinados numéricamente



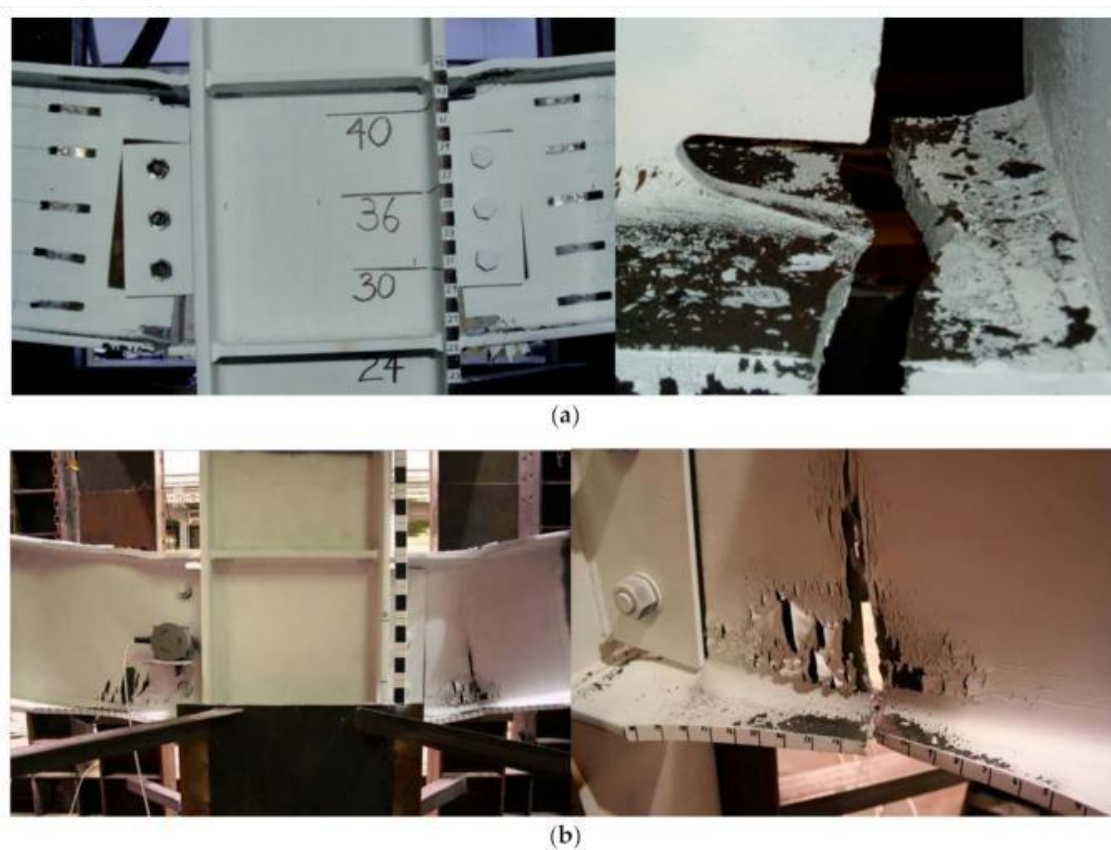
Nota: Tomado de Progressive collapse behavior of joints in steel moment frames involving reduced beam section por Chen, C., Qiao, H., Wang, J., & Chen, Y. (2020). Engineering Structures.

Asimismo, el estudio de Lee et al. (2018) donde se centra en cómo diferentes tipos de uniones entre vigas y columnas ayudan a evitar que un edificio se derrumbe por completo si

una de sus columnas principales falla, los autores utilizan modelos tridimensionales que incluyen vigas, columnas y conexiones, donde se utiliza un análisis estático no lineal. El objetivo principal del estudio fué evaluar la capacidad de resistencia al impacto de diferentes configuraciones de columnas compuestas en comparación con columnas convencionales de hormigón armado, los autores desarrollaron modelos de elementos finitos y realizaron un análisis paramétrico considerando variables como masa, altura de impacto y resistencia de los tubos de acero. Por otro lado, el estudio destaca que las conexiones RBS poseen una mayor ductilidad pues están diseñadas para formar la rótula plástica en la sección reducida de la viga alejándose de la cara de la columna (véase Figura 17), esto disminuye las concentraciones de esfuerzos en la unión viga-columna.

Figura 17

Modo de falla de las muestras de prueba (a) ejemplar WUF-B; (b) ejemplar de RBS

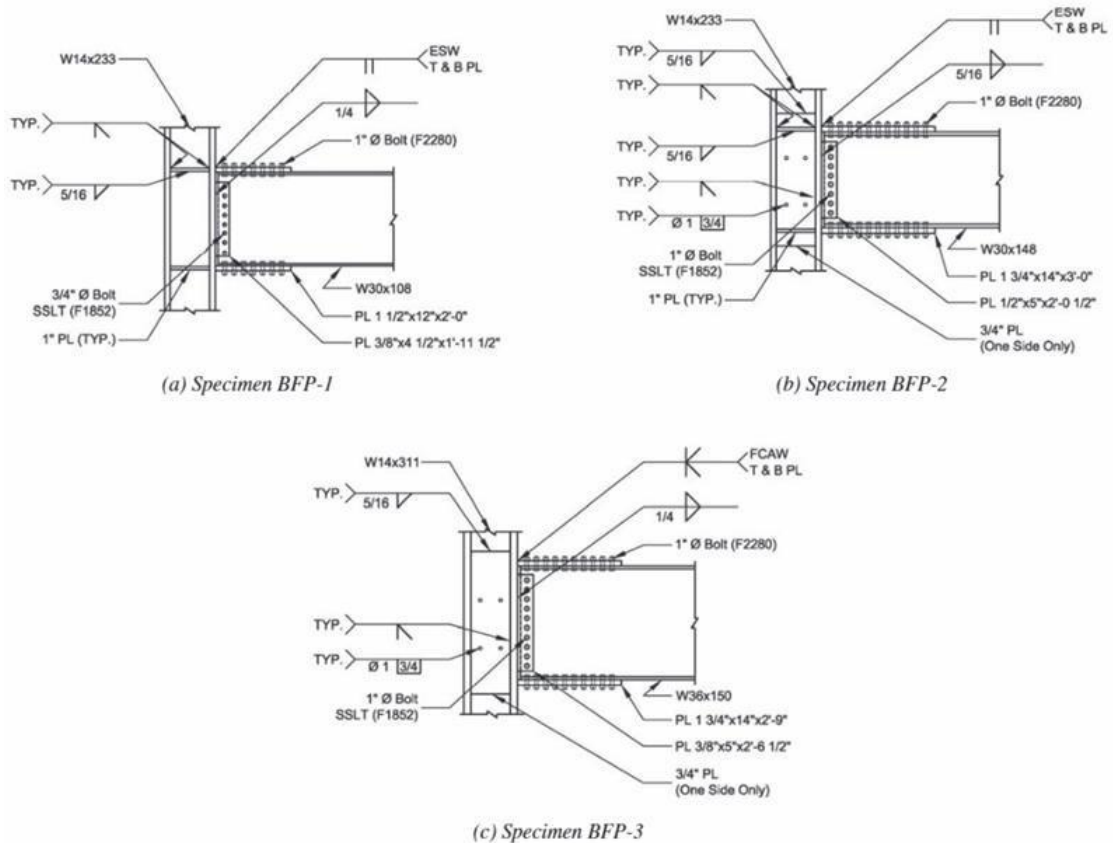


Nota: Tomado de Evaluation of progressive collapse resistance of steel moment frames designed with different connection details using energy-based approximate analysis, por Lee, D., Lee, S., & Young, S. (2018). Sustainability,

En otro estudio realizado por Sato et al (2008) analiza el comportamiento cíclico y los criterios de diseño sísmico de las conexiones de placa de ala atornillada (BFP) en pórticos de acero sometidos a cargas laterales. Con el propósito de evaluar su viabilidad para ser precalificadas en marcos especiales resistentes a momento (SMF) bajo la normativa AISC los autores hicieron pruebas de carga cíclica incremental a tres modelos a escala real con distintas secciones de viga como se observa en la Figura 18. Las conclusiones del estudio que obtienen los autores indican que estas conexiones operan eficazmente ante eventos sísmicos registrando distorsiones de entrepiso de hasta 0.06 rad previo al colapso. Además, se evidenciaron ciclos de histéresis estables, una óptima disipación energética y ausencia de roturas frágiles prematuras.

Figura 18.

Detalles de las conexiones a momento



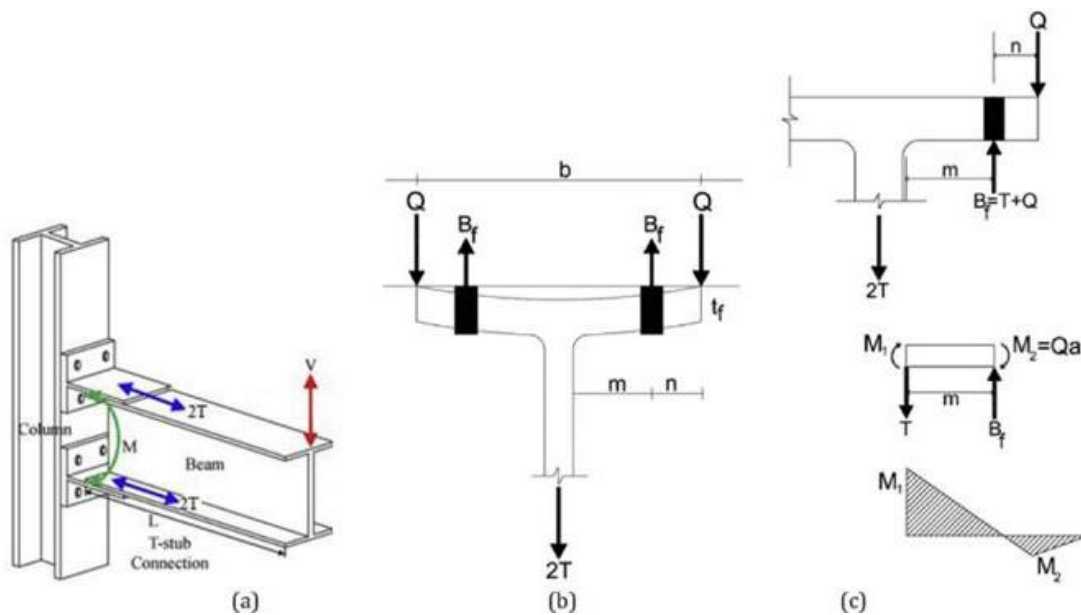
Nota: Tomado de Cyclic behavior and seismic design of bolted flange plate steel moment connections, por Sato, A., Newell, J. D., & Uang, C.-M. (2008). Engineering Journal.

Existen también estudios como el de Bayat y Shekatehband (2019) donde proponen una clase conexión algo innovadora, se trata de una conexión viga-columna denominada T-SSD (T-shaped Slit Damper) que combina un conector tipo T-stub con un amortiguador de ranuras para mejorar el desempeño sísmico en estructuras de acero (véase Figura 19). El estudio lo realizaron mediante un análisis numérico con elementos finitos en ABAQUS donde se evaluaron 21 configuraciones de conexiones sometidas a cargas cíclicas, analizando parámetros como resistencia, rigidez, ductilidad, disipación de energía y distribución de esfuerzos y deformaciones plásticas. Los resultados demostraron que las conexiones T-SSD concentran la deformación plástica en los amortiguadores reemplazables manteniendo las

vigas y columnas prácticamente dentro del rango elástico, esto facilitaría la reparación después de un evento sísmico.

Figura 19

Detalles de la conexión viga-columna usando una conexión T-stub: (a) Viga partida en T; (b) Distorsión de la conexión T-stub; (c) distribución de fuerzas en la conexión T-stub



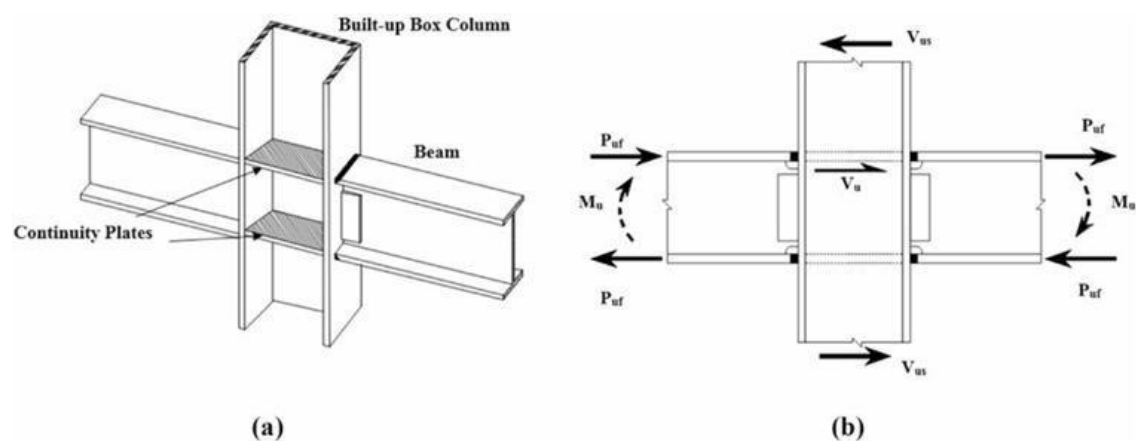
Nota: Tomado de Seismic performance of beam to column connections with T-shaped slit dampers por Bayat, K., & Shekastehband, B. (2019).

Asimismo existen estudios como el de Dehghan et al (2020) donde se centra en evaluar una alternativa a las placas de continuidad convencionales en conexiones rígidas entre vigas de acero y columnas de sección ccajón mediante la incorporación de un rigidizador vertical interno paralelo al alma de la viga, esta propuesta busca simplificar el proceso constructivo pues la soldadura de las placas dentro de estas conexiones presentan dificultades de acceso y ejecución. Para validar la viabilidad del sistema los autores realizaron ensayos experimentales a escala real sobre dos conexiones con sección reducida, una con placas de continuidad tradicionales y otra con el rigidizador vertical propuesto (véase

Figura 20) y ambas sometidas a cargas cíclicas, adicionalmente se desarrollaron modelos numéricos mediante elementos finitos en ABAQUS los cuales fueron validados con los resultados experimentales. Entre los resultados se explica que la conexión con rigidizador alcanzó una rotación de 0.04 rad como se observa en la Figura 20, sin degradación significativa de resistencia ni fallas frágiles en soldaduras cumpliendo así los requisitos para conexiones especiales resistentes a momento. Al final los autores concluyen que el rigidizador vertical es una alternativa eficiente y práctica a las placas de continuidad convencionales.

Figura 20

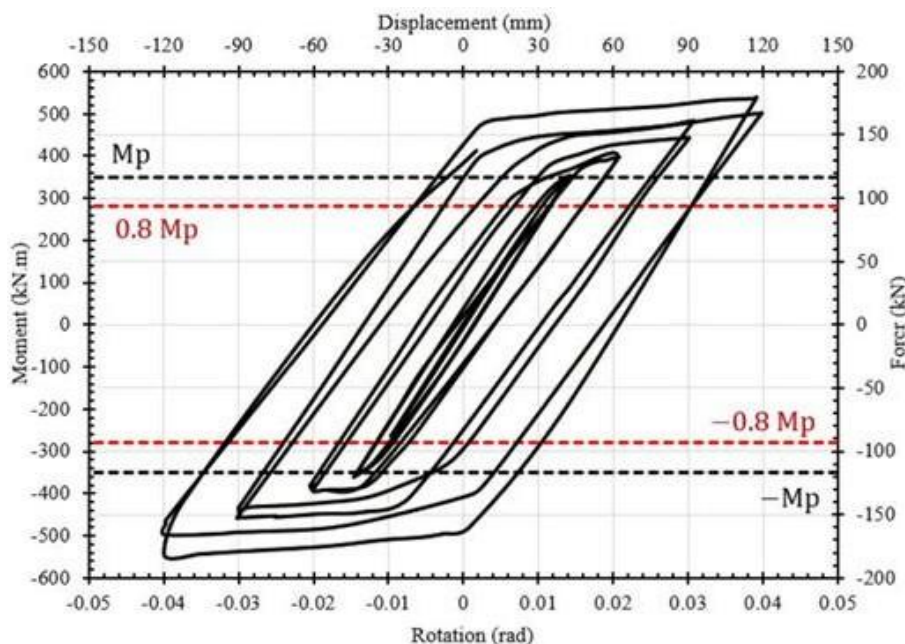
Conexión de momento de viga en I de acero soldada a columna tipo caja, a- Vista esquemática de la conexión, b- Mecanismo de transferencia de momento en la unión.



Nota: Tomado de An alternative detail for continuity plates in steel beam to box-column moment-connections por Dehghan, S. M., Najafgholipour, M. A., & Peykari, K., & (2020). Journal of Constructional Steel Research

Figura 21

Curva momento-rotación por histéresis de la conexión RBS-H



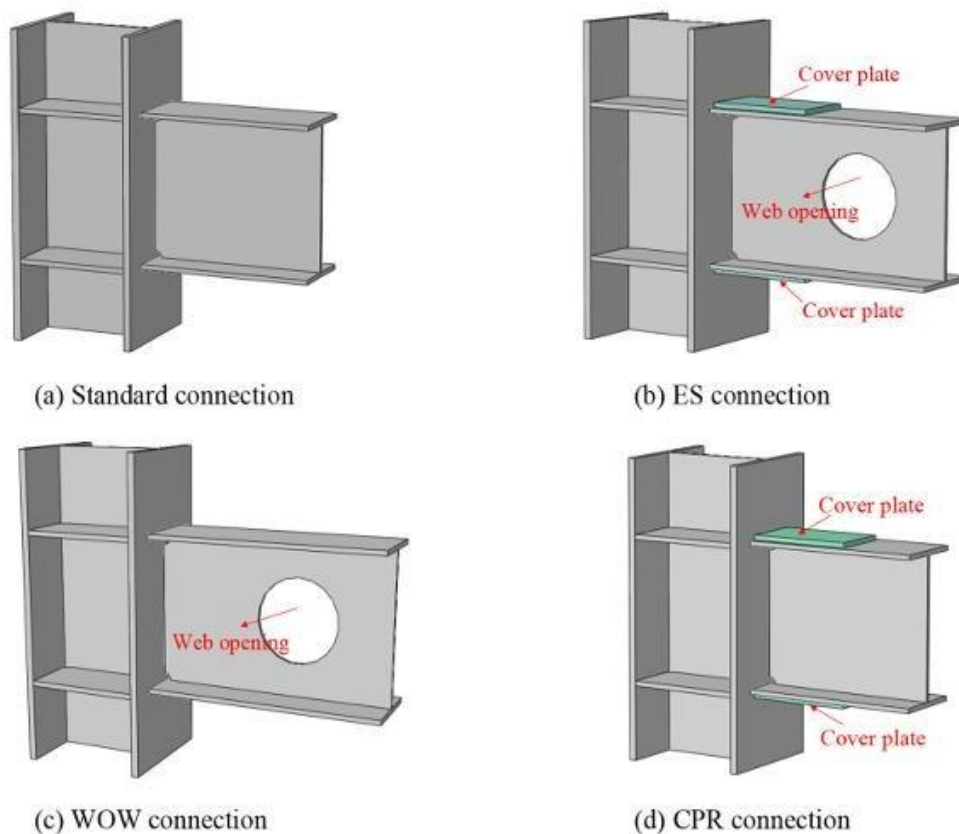
Nota: Tomado de An alternative detail for continuity plates in steel beam to box-column moment-connections por Dehghan, S. M., Najafgholipour, M. A., & Peykari, K., & (2020). Journal of Constructional Steel Research

Continuando con la evaluación del desempeño sísmico de conexiones viga-columna, el estudio de Zhang et al (2019) evalúa 4 conexiones de acero con distintas configuraciones, una conexión convencional, una reforzada con placas de recubrimiento (CPR), una con debilitamiento mediante abertura en el alma (WOW) y una de resistencia equivalente (ES) que combina ambas estrategias (véase Figura 22). La evaluación se realizó mediante ensayos experimentales bajo carga cíclica y simulaciones computacionales con elementos finitos donde los autores analizan los modos de falla, la capacidad resistente, la degradación de rigidez y resistencia, la ductilidad y por último la disipación de energía (véase Figura 23). Los resultados que obtienen los autores son que las conexiones con modificaciones locales desplazan la rótula plástica fuera de la zona de soldadura reduciendo así la concentración de esfuerzos y evitando fallas frágiles prematuras. La conexión ES en particular mostró tener la misma resistencia máxima y rigidez inicial que la conexión convencional pero incrementó la

ductilidad en un 20% y la capacidad de disipación de energía en un 27,9% lo que evidencia un mejor comportamiento sísmico. Al final los autores proponen recomendaciones de diseño para facilitar la aplicación práctica de la **conexión ES en estructuras sismorresistentes**.

Figura 22

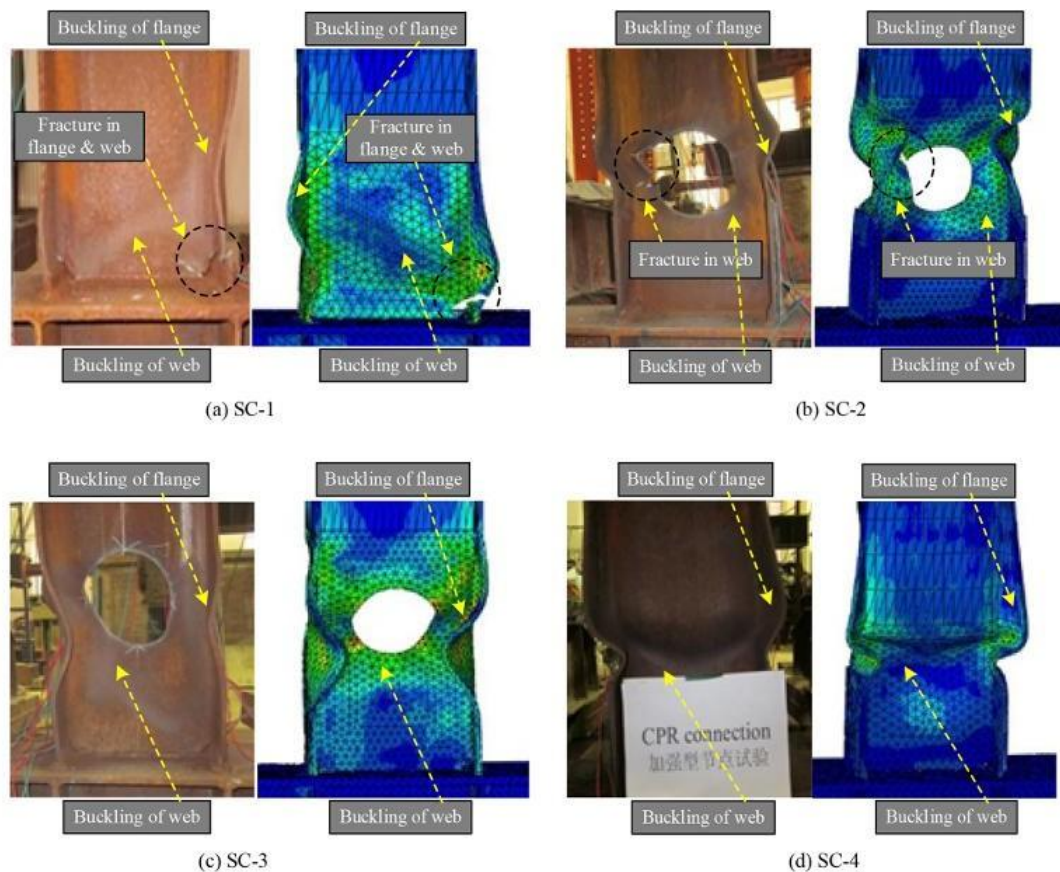
Diagrama de diferentes formas de conexión



Nota: Tomado de seismic performance of steel beam-to-column moment connections with different structural forms por Zhang, X., Zheng, S., & Zhao, X. (2019).

Figura 23

Comparación de los modos de falla entre la prueba y el FEA.



Nota: Tomado de seismic performance of steel beam-to-column moment connections with different structural forms por Zhang, X., Zheng, S., & Zhao, X. (2019), Journal of Constructional Steel Research.

En cuanto a Latinoamérica existen algunas revistas científicas especializadas como la Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras y la Revista Ingeniería de Construcción que han publicado estudios sobre el diseño sismorresistente y el comportamiento estructural. Aunque la cantidad de publicaciones es menor en comparación a nivel europeo o norteamericano estas investigaciones destacan la importancia de incorporar los criterios de diseño de normas, materiales disponibles y requisitos normativos de cada país.

Existe un avance significativo en cuanto al estudio de las conexiones precalificadas y su comportamiento ante sismos. Sin embargo, las conexiones más frecuentes en estos análisis son la RBS y la WUF-W, a pesar que en la AISC 358 especifican otras conexiones

importantes, así también existen estudios limitados acerca de simulación computacional detallada conforme a la versión más reciente de la AISC 358, también la integración de modelos numéricos que consideren la no linealidad.

En este contexto el presente trabajo se enfoca en desarrollar modelos computacionales que permitan analizar con mayor precisión el comportamiento de las conexiones precalificadas, contribuyendo así a la validación de criterios normativos.

Herramientas computacionales disponibles

Entre las plataformas que más se han utilizado para el desarrollo de simulaciones computacionales se encuentra Abaqus desarrollado por Dassault Systèmes, que ofrece un software bastante avanzado para análisis no lineal tanto para estructuras como para materiales. El software permite definir modelos complejos que incorporan fenómenos como plasticidad, contacto, deformaciones muy grandes y comportamiento cíclico. Tiene una versatilidad que radica en la posibilidad de realizar análisis dinámicos explícitos e implícitos, también evaluar la respuesta estructural ante condiciones extremas. (Dassault Systèmes, 2023).

Además, existen otros softwares que también son relevantes como ANSYS y SAP2000 que brindan soluciones integrales en análisis estructural. Por una parte ANSYS se destaca por su capacidad para resolver problemas multifísicos que integran análisis estructurales, térmicos y de fluidos en un mismo entorno, mientras que SAP2000 está enfocado en el diseño estructural de edificaciones, este proporciona herramienta para solventar análisis lineal y no lineal de sistemas estructurales.

Limitaciones de software comercial

Aun cuando existen avances significativos en las herramientas de simulación computacional los softwares comerciales utilizados para análisis estructural presentan algunas limitaciones que deben ser consideradas al momento de interpretar los resultados. En cuanto al método de los elementos finitos la precisión que se obtenga en los resultados se ve afectada directamente por la calidad de la discretización, la selección del tipo de elemento, la correcta definición de las propiedades del material y las condiciones de borde.

Existen también limitaciones que se relacionan a la capacidad computacional y el costo, los análisis no lineales muy avanzados especialmente los que incluyen contactos, cargas cíclicas o deformaciones muy grandes requieren de un alto costo computacional y tiempos de simulación muy prolongados, esto limita la posibilidad de realizar estudios con un nivel de detalle muy alto.

Otra limitación importante es la falta de transparencia en los algoritmos internos, muchos de los softwares utilizan formulaciones que no son completamente accesibles para el usuario, lo que limita la comprensión del procedimiento de cálculo y la identificación de fuentes de error. Esto puede generar la limitación para el usuario de evaluar la validez de los resultados obtenidos y generar dependencia del software.

Capítulo IV

Simulación y validación numérica

Selección del software de simulación

El Software que se eligió para realizar la simulación computacional fue ANSYS, un software de ingeniería asistida por computador que utiliza el método de elementos finitos para realizar análisis numéricos, la elección se basa en la alta capacidad de modelado que posee, precisión numérica y alto reconocimiento a nivel académico. Este software dispone de algoritmos avanzados para análisis tanto lineal como no lineal, también permite obtener distribuciones detalladas de esfuerzos y deformaciones lo que facilita la identificación de zonas críticas y la validación del diseño estructural.

Modelo estructural y condiciones de frontera

Para evaluar el comportamiento estructural de las conexiones se desarrollaron modelos numéricos utilizando el software ANSYS. El análisis se ejecutó bajo condiciones no lineales con el fin de representar de forma adecuada los fenómenos de plastificación del material, la interacción entre componentes y los efectos asociados al contacto entre las diferentes partes de la conexión.

La definición de contactos se realizó de acuerdo con las condiciones físicas presentes en la conexión, se emplearon contactos tipo Bonded en las zonas donde existe soldadura y pares contact-target para representar las interacciones entre placas, pernos y elementos estructurales.

El análisis se efectuó mediante la aplicación de un protocolo de desplazamiento cíclico incremental con base en las recomendaciones de la AISC 341, las cuales definen un historial de carga de amplitud creciente como se muestra en la Figura 24. para evaluar el

comportamiento sísmico de conexiones viga-columna de acero. Este procedimiento busca reproducir las demandas de deformación impuestas por un evento sísmico, lo que permite analizar la rigidez, la disipación de energía, la formación de rótulas plásticas y los posibles modos de falla de la conexión.

Figura 24

Protocolo de carga cíclica

- (a) 6 cycles at $\theta = 0.00375$ rad
 - (b) 6 cycles at $\theta = 0.005$ rad
 - (c) 6 cycles at $\theta = 0.0075$ rad
 - (d) 4 cycles at $\theta = 0.01$ rad
 - (e) 2 cycles at $\theta = 0.015$ rad
 - (f) 2 cycles at $\theta = 0.02$ rad
 - (g) 2 cycles at $\theta = 0.03$ rad
 - (h) 2 cycles at $\theta = 0.04$ rad
- Continue loading at increments of $\theta = 0.01$ rad, with two cycles of loading at each step.

Nota: Tomado de Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections (AISC 341, 2022)

Los desplazamientos aplicados al modelo se determinaron a partir de la relación entre el ángulo de deriva y la longitud de referencia del modelo mediante la siguiente expresión:

$$\Delta(t) = \theta \cdot L$$

donde:

Δ : desplazamiento impuesto (mm)

θ : ángulo de deriva

L : longitud de referencia desde el eje de la columna hasta el punto de aplicación de la carga (mm)

A partir de esta relación se calcularon los desplazamientos correspondientes a cada nivel de deriva especificado por el protocolo. Luego se organizaron estos valores en una secuencia de 64 incrementos de desplazamiento como se muestra en la Tabla 1, considerando ciclos alternados en sentido positivo y negativo para representar la naturaleza reversible de las acciones sísmicas.

Tabla 1

Protocolo de desplazamiento cíclico

Step	Ciclo	Step	Ciclo	Step	Ciclo	Step	Ciclo
1	0	17	0	33	0	49	0
2	8,7	18	34,8	34	69,6	50	115,9
3	0	19	0	35	0	51	0
4	-8,7	20	-34,8	36	-69,6	52	-115,9
5	0	21	0	37	0	53	0
6	11,6	22	34,8	38	69,6	54	115,9
7	0	23	0	39	0	55	0
8	-11,6	24	-34,8	40	-69,6	56	-115,9
9	0	25	0	41	0	57	0
10	17,4	26	46,4	42	92,7	58	139,1
11	0	27	0	43	0	59	0
12	-17,4	28	-46,4	44	-92,7	60	-139,1
13	0	29	0	45	0	61	0
14	23,2	30	46,4	46	92,7	62	139,1
15	0	31	0	47	0	63	0
16	-23,2	32	-46,4	48	-92,7	64	-139,1

Nota: La tabla 1 presenta la secuencia de desplazamientos utilizados en las simulaciones en donde las columnas resaltadas en negrita representan los steps ingresados en ANSYS y del lado derecho de estas se encuentran los ciclos, con base en AISC 341-22, Appendix K,

Section K2.4 (b), Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections

(AISC,2022).

Para discretizar la geometría existen ciertos tipos de elementos con los cuales se puede trabajar en ANSYS (véase Tabla 2)

Tabla 2.

Tipos de elementos de malla disponibles en ANSYS

Tipo de elemento de malla	Dimensión	Geometría	Aplicaciones
Triangular	2D	Triángulo	Geometrías complejas y superficies irregulares
Cuadrilateral	2D	Cuadrilátero	Placas, cascarones y superficies regulares
Tetraédrico	3D	Tetraedro	Sólidos de geometría compleja
Hexaédrico	3D	Hexaedro (ladrillo)	Componentes prismáticos y modelos estructurados
Prismático (Wedge)	3D	Prisma triangular	Transición entre regiones tetraédricas y hexaédricas
Piramidal	3D	Pirámide	Unión entre mallas tetraédricas y hexaédricas

Nota: Adaptado de ANSYS Mechanical APDL Element Reference (ANSYS, Inc., 2026).

Para el efecto la discretización de la geometría se realizó mediante una malla conformada por elementos cuadriláteros utilizando elementos tipo shell, este elemento posee cuatro nodos y seis grados de libertad por nodo. (véase Figura 25).

La calidad de malla es un indicador que evalúa qué tan cercana es la forma de un elemento finito a su geometría ideal. En ANSYS este parámetro se utiliza para verificar que los elementos no presenten distorsiones muy grandes que podrían afectar a la solución numérica, la convergencia del análisis y la representación del comportamiento físico del modelo.

En ANSYS uno de los indicadores más utilizados es el Element Quality cuyo valor se encuentra entre 0 y 1, donde 1 representa que el elemento posee una geometría prácticamente ideal con distorsión mínima mientras que 0 representa todo lo contrario, el elemento está deformado lo que puede introducir errores numéricos. (ANSYS, Inc., 2026)

En base a esto, se verificó en todas las conexiones la calidad de la malla con Element Quality (véase Figura 25), dándonos valores cercanos a 1, lo que indica una adecuada relación geométrica de los elementos.

Figura 25

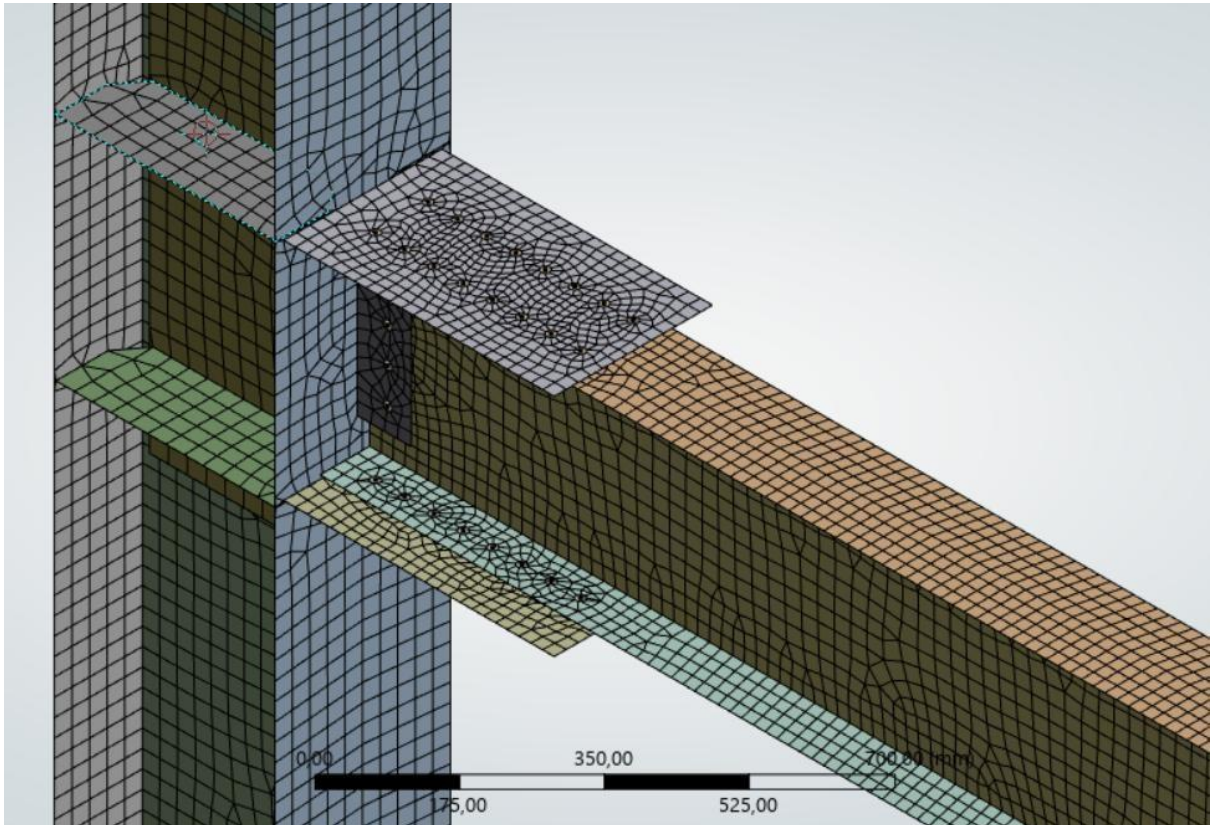
Verificación de malla con Element Quality

Details of "Mesh"	
+	Sizing
-	Quality
Check Mesh Quality	Yes, Errors
Error Limits	Aggressive Mechanical
☐ Target Element Quality	Default (0,1)
Smoothing	Medium
Mesh Optimization	No
Mesh Metric	Element Quality
☐ Min	0,17071
☐ Max	1,
☐ Average	0,96218
☐ Standard Deviation	8,0425e-002

Nota: En la Figura se muestra la pestaña Details of “Mesh” sección Quality de donde se obtiene la calidad de la malla. Tomado de ANSYS

Figura 26

Discretización de la geometría en conexión BFP con elementos cuadriláteros



Nota: Tomado de ANSYS

Material

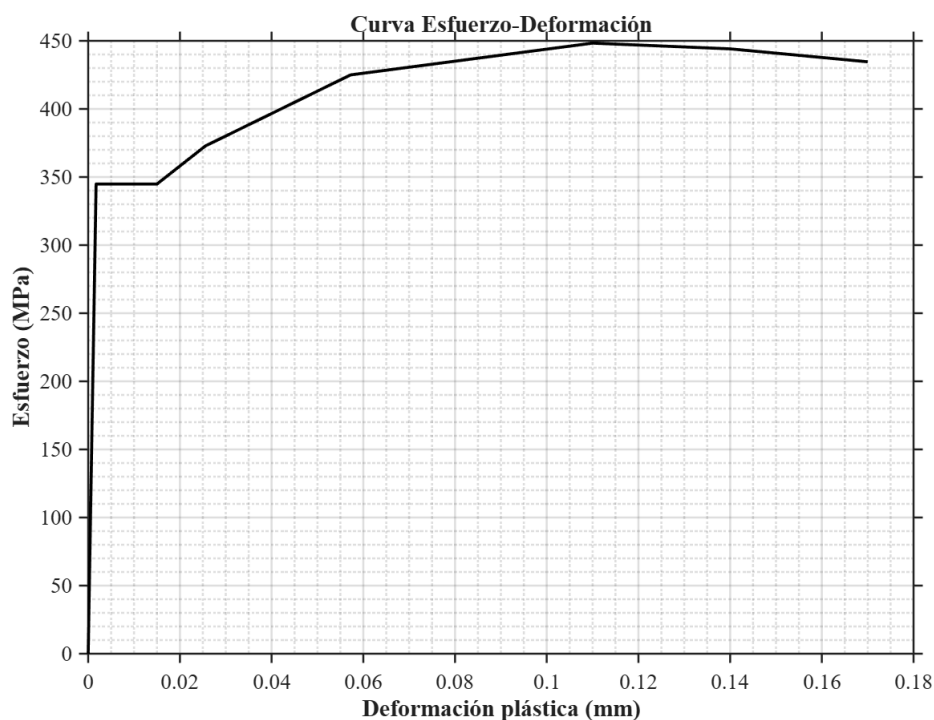
Con el propósito de evaluar la influencia de las propiedades mecánicas del material en el comportamiento de las conexiones se desarrollaron dos modelos numéricos empleando aceros estructurales ASTM A36 Y A572 Grado 50. Ambos modelos fueron simulados bajo las mismas condiciones de carga, condiciones geométricas, configuración de contactos, protocolo de desplazamiento cíclico, condiciones de borde y parámetros de simulación. Esta

metodología permitió realizar una comparación objetiva de la respuesta estructural de las conexiones en términos de deformaciones plásticas, capacidad resistente y disipación de energía.

Para la definición del comportamiento no lineal del material empleado en las simulaciones se utilizó la curva esfuerzo-deformación correspondiente al acero ASTM A572, obtenida mediante un ensayo experimental desarrollado en la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE (véase Figura 27). A partir de los datos experimentales obtenidos (véase Tabla 6) para el acero A572 se realizó un proceso de interpolación para generar los datos equivalentes del acero ASTM A36 (véase Tabla 4) considerando las diferencias entre ambos materiales en cuanto a resistencia mecánica y capacidad de deformación (véase Tablas 3 y 5).

Figura 27

Curva Esfuerzo-Deformación del acero ASTM A572



Nota: La Figura muestra la curva esfuerzo-deformación del acero ASTM A572. Adaptado de la biblioteca de materiales del software SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2026), material ASTM A572 Grado 50, basado en la especificación ASTM A572/A572M.

Tabla 3*Propiedades mecánicas del acero ASTM A36*

Propiedades acero ASTM A36	
Módulo de elasticidad [E]	200 GPa
Coefficiente de Poisson [V]	0.30
Límite de fluencia [Fy]	250 MPa
Resistencia última [Fu]	400 MPa

Nota: Tomado de la norma ASTM A36 (ASTM International, 2019).

Tabla 4*Datos de plastificación del acero ASTM A36*

Datos de plastificación	
Deformación plástica (mm/mm)	Esfuerzo (MPa)
0.0000	0.00
0.00172	250.0
0.0150	250.0
0.02555	270.0
0.05722	320.0
0.1100	350.0
0.1400	365.0
0.1700	400.0

Nota: Datos obtenidos a partir de la interpolación de los datos obtenidos para el acero A572.

Tabla 5*Propiedades físicas del acero ASTM A572 Grado 50*

Propiedades acero ASTM A572 Grado 50	
Módulo de elasticidad (E)	200 GPa
Coeficiente de Poisson (ν)	0.30
Límite de fluencia (F_y)	345 MPa
Resistencia última (F_u)	450 MPa

Nota: Tomado de la norma ASTM A572 (ASTM International, 2021).

Tabla 6

Datos de plastificación del acero ASTM A572 Grado 50

Datos de plastificación	
Deformación plástica (mm/mm)	Esfuerzo (MPa)
0.0000	0.00
0.00172	344.85
0.0150	344.85
0.02555	372.82
0.05722	424.99
0.1100	448.31
0.1400	444.12
0.1700	434.61
0.1705	450.00

Nota: Valores de plastificación correspondientes a los datos obtenidos de la biblioteca de materiales del software SAP2000.

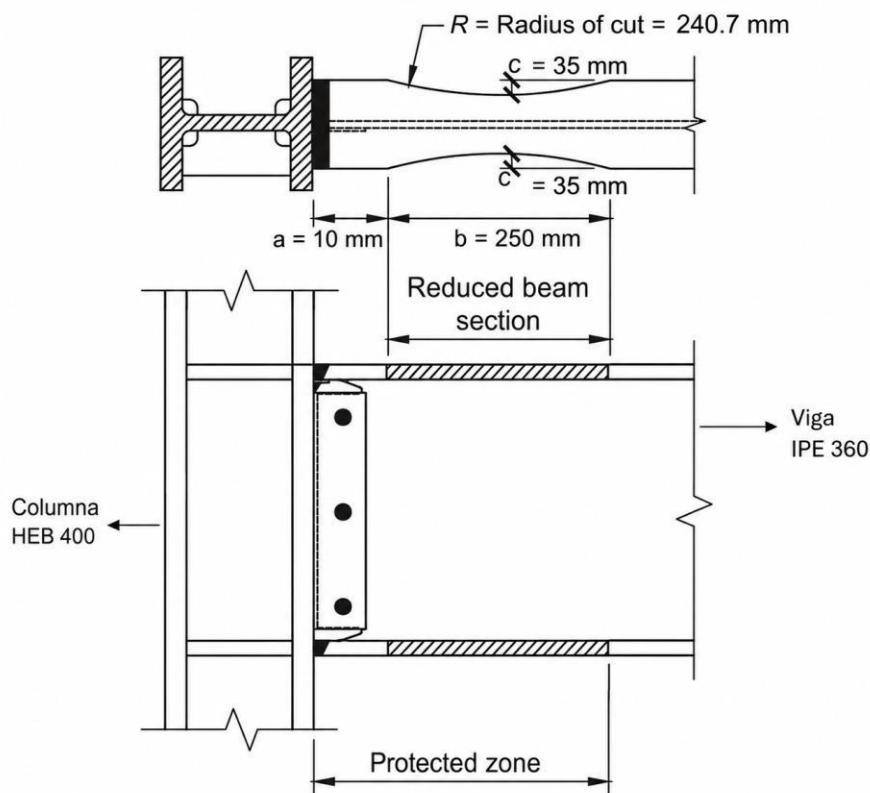
Validación de la conexión RBS (Reduced Beam Section)

La geometría empleada para el desarrollo del modelo numérico, las condiciones de borde y las cargas aplicadas fueron definidas a partir de una hoja de cálculo que se incluye en

la sección de anexos del presente trabajo, en dicha hoja se muestran los cálculos realizados de acuerdo a los criterios de diseño estructural y la norma aplicable (AISC 358).

Figura 28

Geometría de la conexión RBS



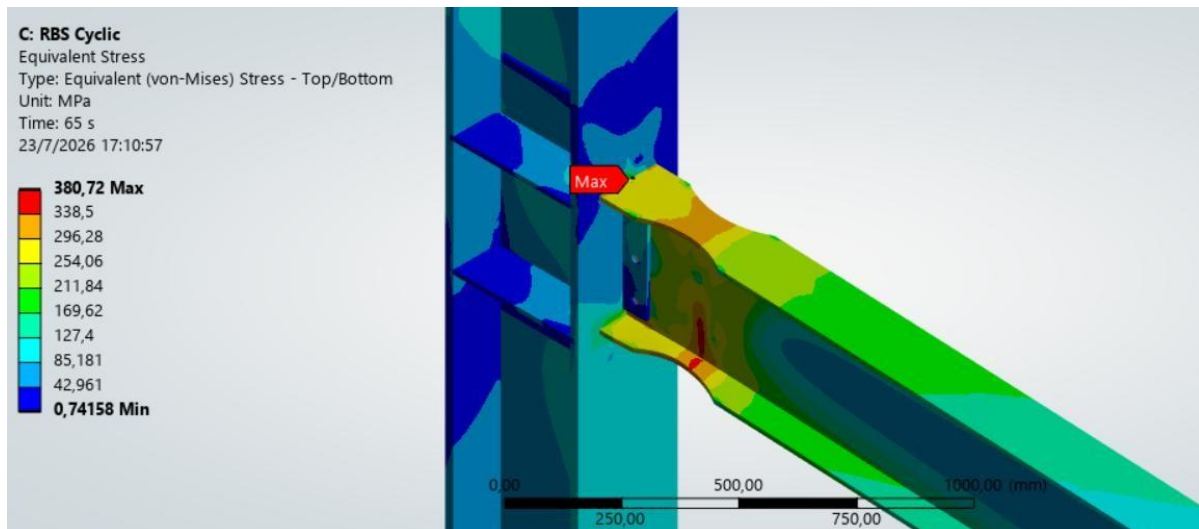
Nota: La Figura muestra las medidas generales y perfiles utilizados para la conexión RBS.

Basado en AISC 358 (2022).

Modelo numérico con el material ASTM A36

Figura 29

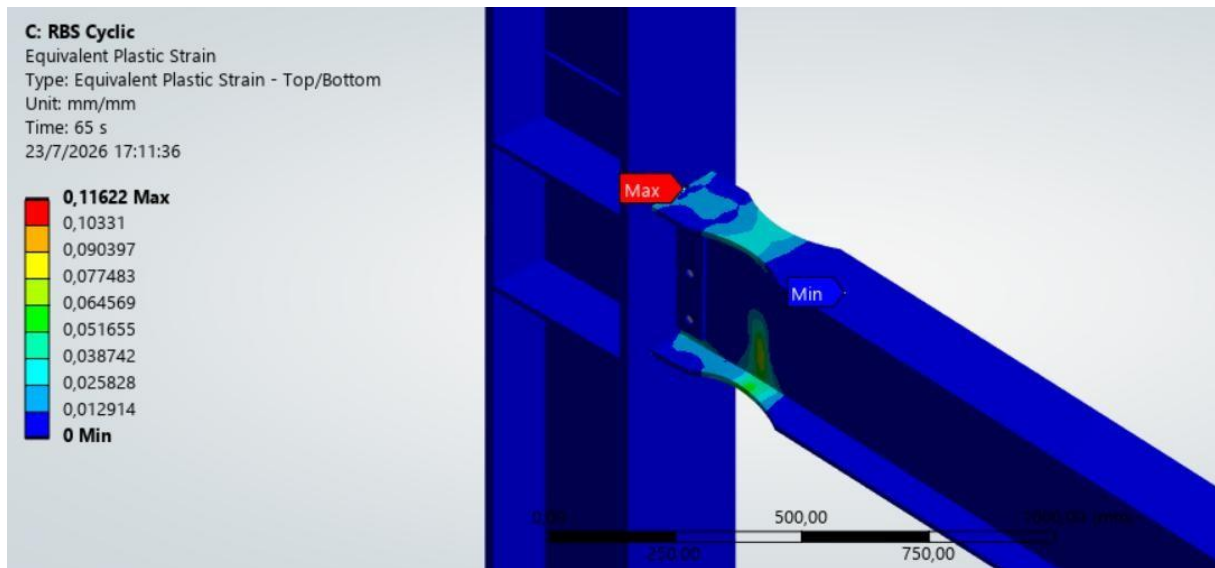
Distribución de esfuerzos equivalentes de Von Mises de la conexión RBS



Nota: La Figura presenta la distribución de esfuerzos equivalentes de Von Mises en la conexión RBS obtenidos mediante simulación computacional en ANSYS R1. Los resultados muestran una concentración máxima de esfuerzos de 380.72 MPa que se obtuvo bajo el protocolo de carga en la sección reducida de la viga confirmando que la plastificación tiende a desarrollarse fuera de la cara de la columna. La respuesta estructural observada favorece la disipación de energía y contribuye a la protección de la unión viga-columna frente a posibles daños prematuros provocados por sismos.

Figura 30

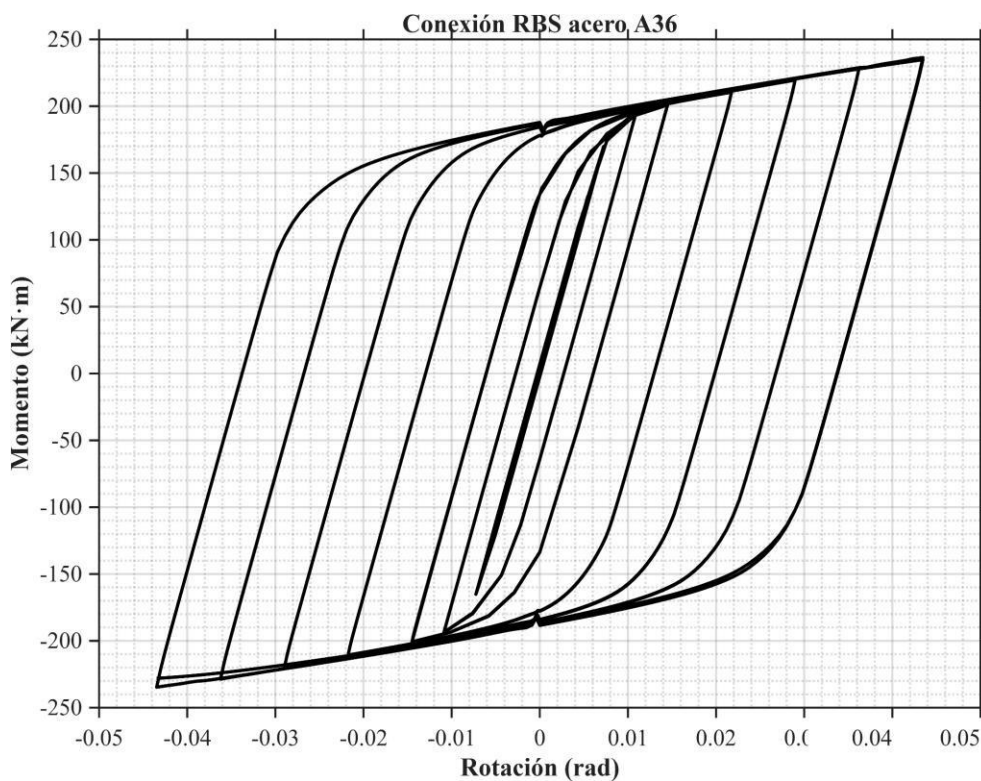
Deformación plástica equivalente de la conexión RBS



Nota: La Figura muestra la distribución de deformaciones plásticas equivalentes desarrolladas, que indican una deformación plástica máxima cercana a 0.116 mm/mm concentrada principalmente en la sección reducida de la viga, deformación obtenida después de aplicar el protocolo de carga.

Figura 31

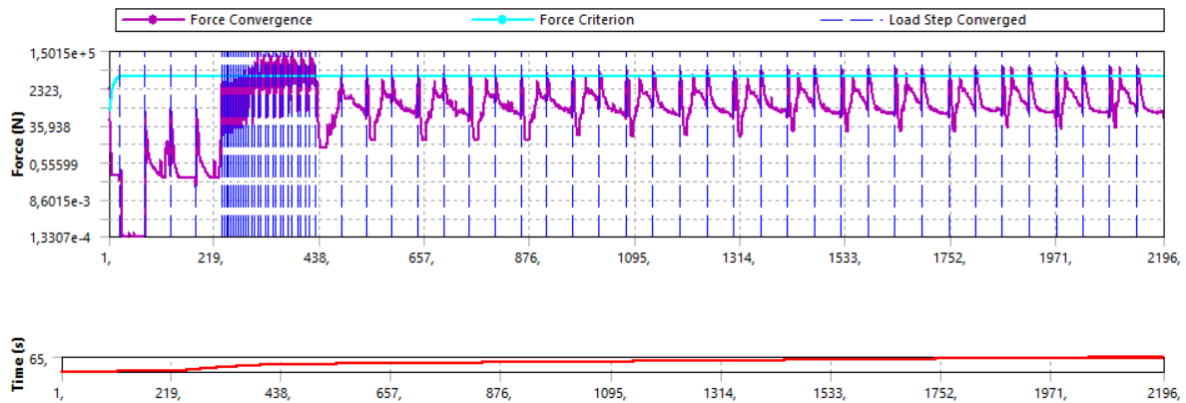
Curva de histéresis momento rotación de la conexión RBS



Nota: La gráfica presenta la relación entre el momento flector y la rotación para un ciclo de carga aplicado donde se observa el desarrollo de ciclos de histéresis estables que se caracterizan por tener una respuesta inelástica progresiva y una adecuada capacidad de disipación de energía. Los lazos que se generaron muestran la formación controlada de deformaciones plásticas en la sección reducida de la viga mientras que la conexión mantiene su capacidad resistente a medida que aumenta la rotación. La conexión alcanza un valor máximo de momento cercano a 240 kN.m y rotaciones de aproximadamente ± 0.045 rad.

Figura 32

Convergencia de fuerzas - Conexión RBS

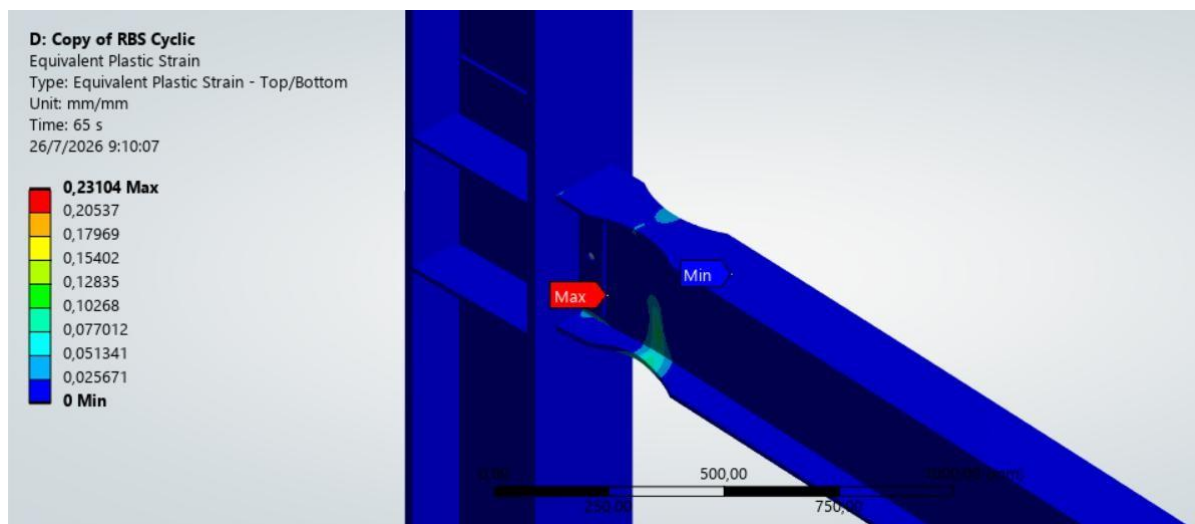


Nota: Se muestra la gráfica de convergencia donde se observa la evolución del equilibrio numérico durante el proceso iterativo de solución, la fuerza residual permanece por debajo de del criterio de convergencia establecido por el programa en cada paso de carga, permitiendo así alcanzar una solución estable para todo el protocolo de desplazamiento cíclico.

Modelo numérico con el material ASTM A572 Grado 50

Figura 33

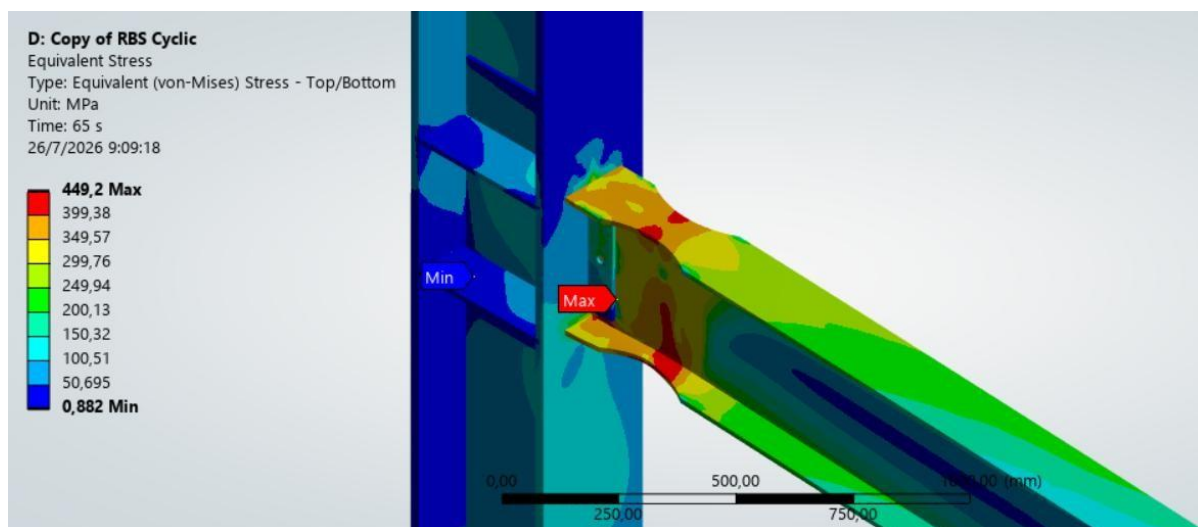
Deformación plástica equivalente - Conexión RBS con acero A572



Nota: Los resultados obtenidos con el acero A572 Grado 50 muestran una deformación plástica máxima de aproximadamente 0.2310 mm/mm, la concentración de deformaciones continua localizándose en la zona reducida de la viga.

Figura 34

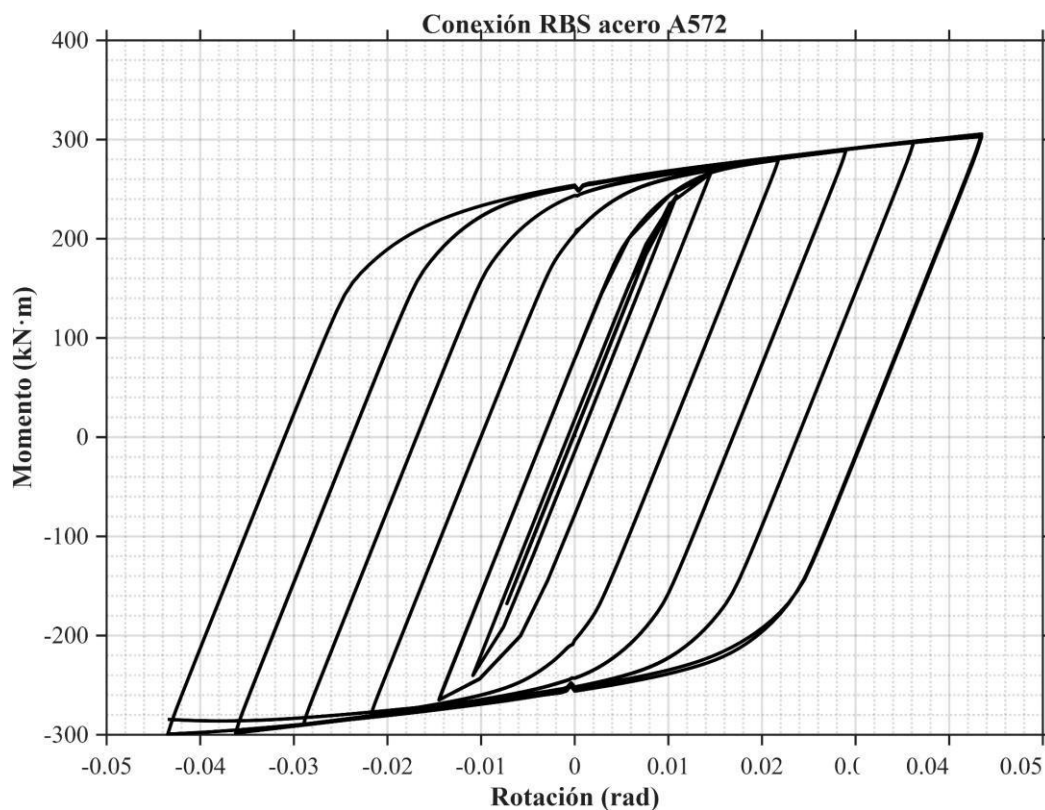
Distribución de esfuerzos de Von Mises - Conexión RBS con acero A572



Nota: Se puede observar que se obtuvo valores de esfuerzo máximos cercanos a 449.2 MPa después de la aplicación del protocolo de carga, concentrados principalmente en la zona reducida de la viga y debido al mayor límite de fluencia del acero A572 la conexión es capaz de desarrollar mayores niveles de resistencia antes de iniciar el proceso de plastificación.

Figura 35

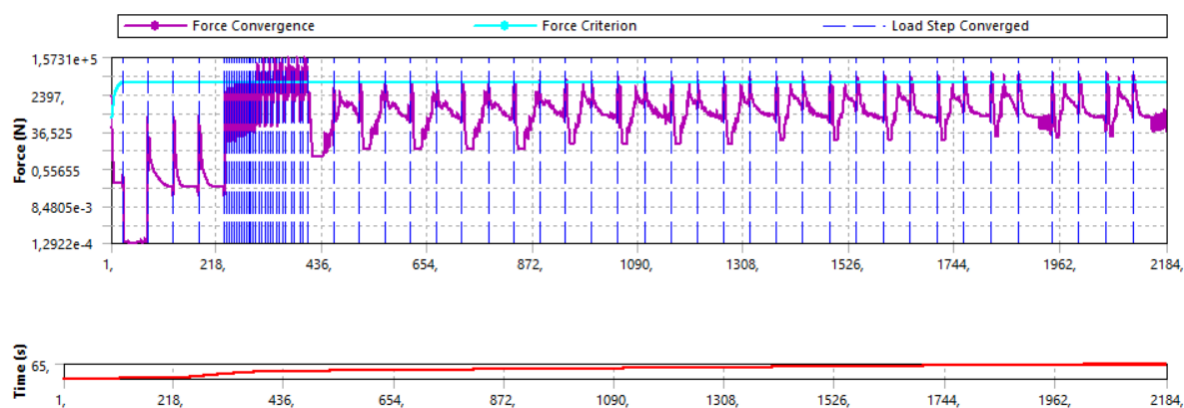
Curva de histéresis momento-rotación - conexión RBS con el acero A572



Nota: En la Figura se observa lazos de histéresis más amplios y estables que refleja una importante capacidad de disipación de energía, además presenta una capacidad de resistencia superior alcanzando momentos cercanos a 306 kN.m.

Figura 36

Convergencia de fuerzas - Conexión RBS con acero A572



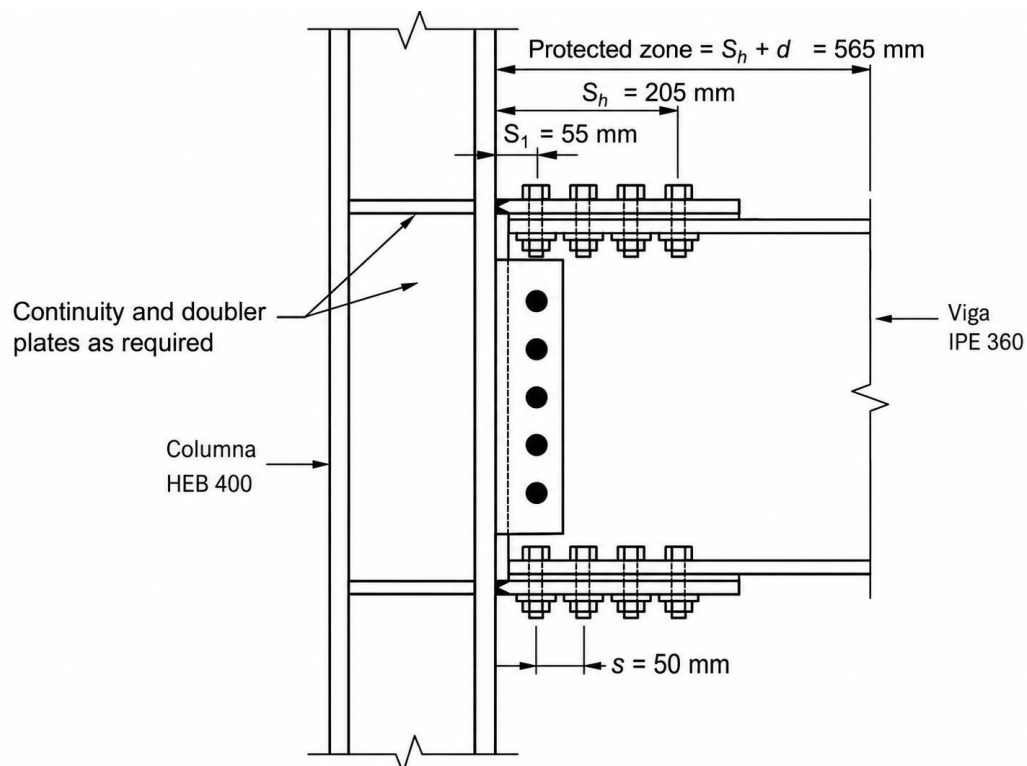
Nota: La convergencia numérica obtenida durante el análisis demuestra que el modelo alcanzó el equilibrio en todos los pasos de carga considerados.

Validación de la conexión BFP (Bolted Flange Plate)

De igual manera los parámetros geométricos empleados para el desarrollo del modelo numérico, las condiciones de borde y las cargas aplicadas fueron definidas a partir de una hoja de cálculo que se incluye en la sección de anexos del presente trabajo, en dicha hoja se muestran los cálculos realizados de acuerdo a los criterios de diseño estructural y la norma aplicable (AISC 358).

Figura 37

Geometría de la conexión BFP



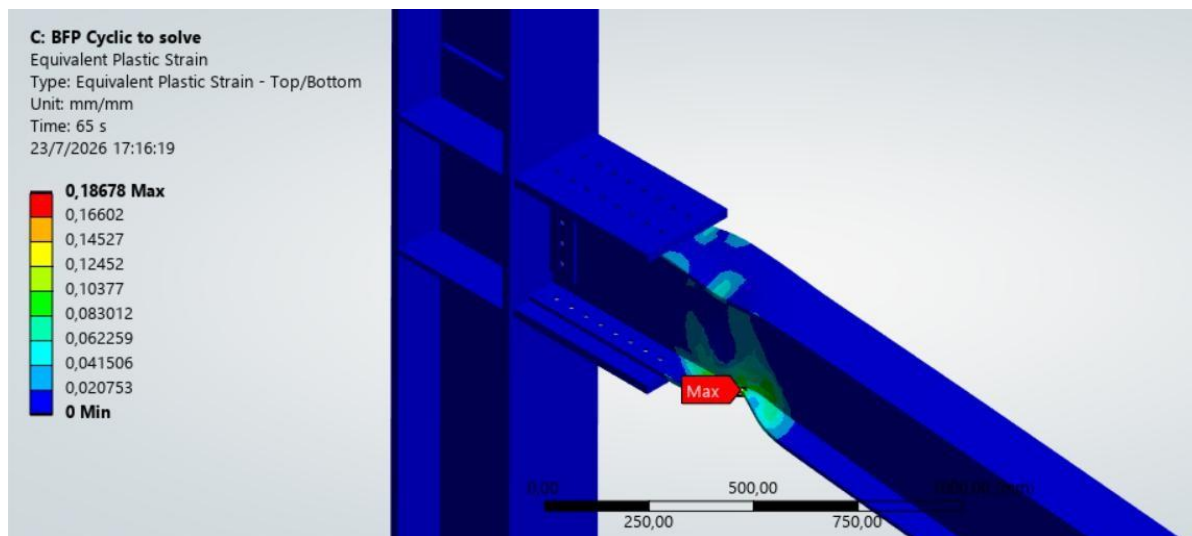
Nota: La Figura muestra las medidas generales y perfiles utilizados para la conexión BFP.

Adaptado de AISC 358 (2022).

Con el material ASTM A36

Figura 38

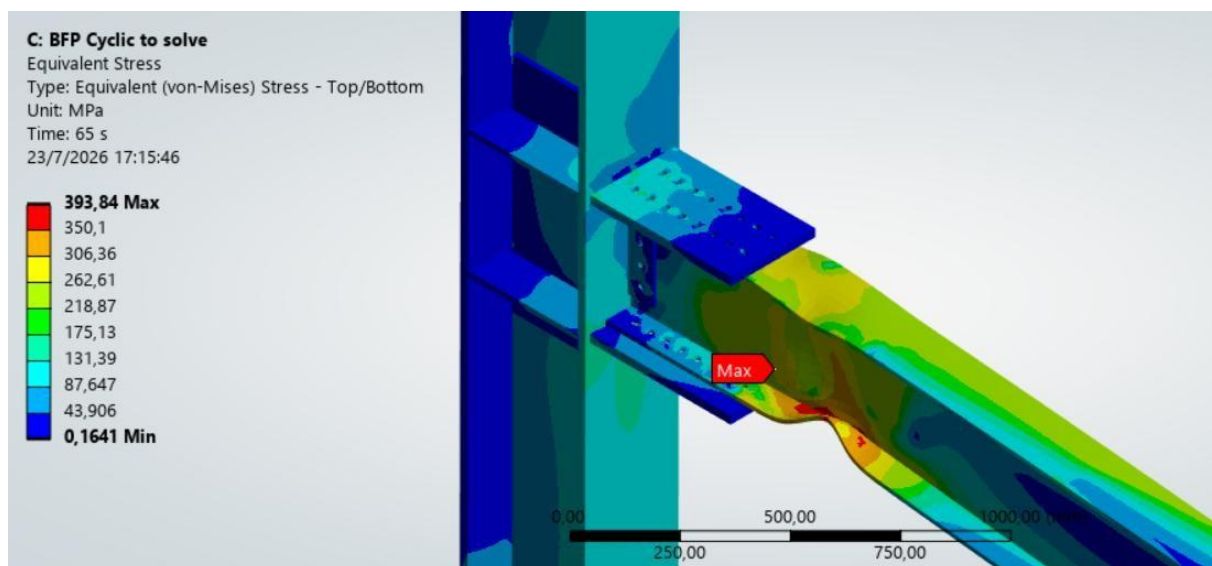
Deformación plástica equivalente - Conexión BFP



Nota: En la Figura se muestra la deformación plástica desarrollada en la conexión BFP donde se observa que la deformación se concentra principalmente en la zona de la viga muy cercana a las placas atornilladas al ala de la viga alcanzando un valor máximo de 0.186 mm/mm, mientras que la columna las placas y los pernos permanecen con niveles muy pequeños de deformación.

Figura 39

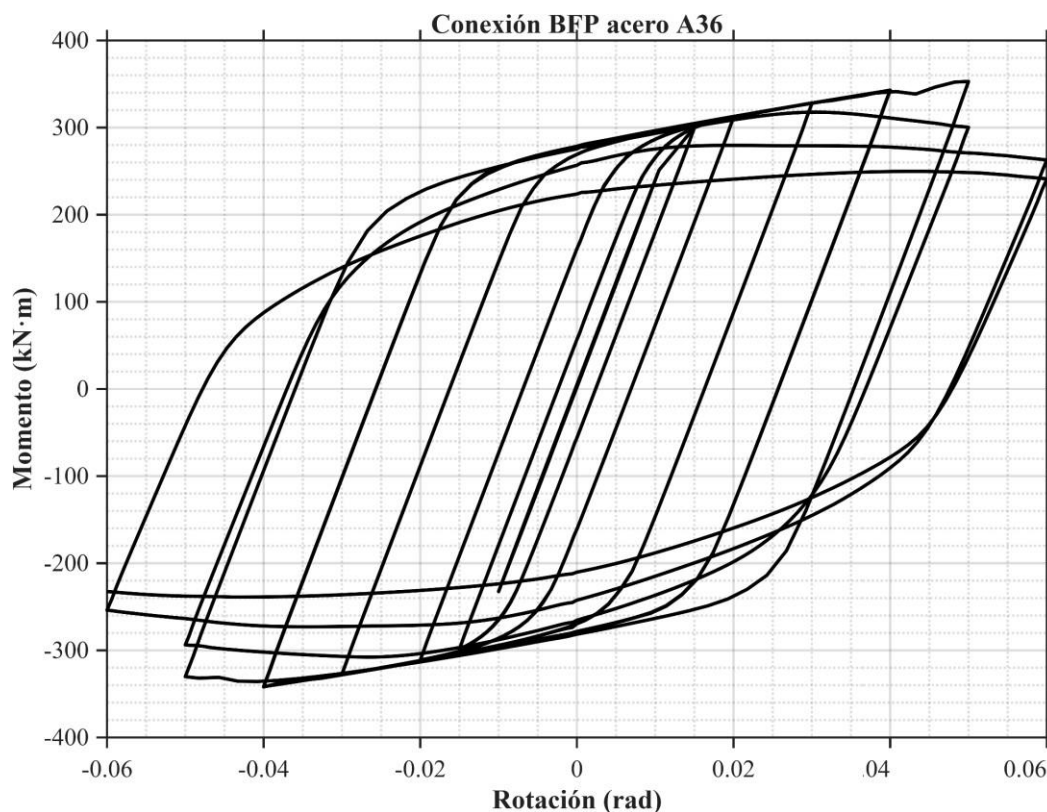
Distribución de esfuerzos equivalentes de Von Mises - conexión BFP



Nota: La distribución de esfuerzos equivalentes después de aplicado el protocolo de carga cíclica muestra que los valores máximos se encuentran en la sección de la viga con un valor de 393.84 MPa y en las inmediaciones de la conexión con la placa del ala. La transición de forma gradual de esfuerzos desde la conexión hacia el resto de la estructura evidencia una adecuada transferencia de cargas, mientras que el resto presenta niveles de esfuerzo menores. Este comportamiento confirma que el diseño dirige la plastificación hacia la viga, preservando la integridad de la conexión.

Figura 40

Curva de histéresis momento-rotación - conexión BFP

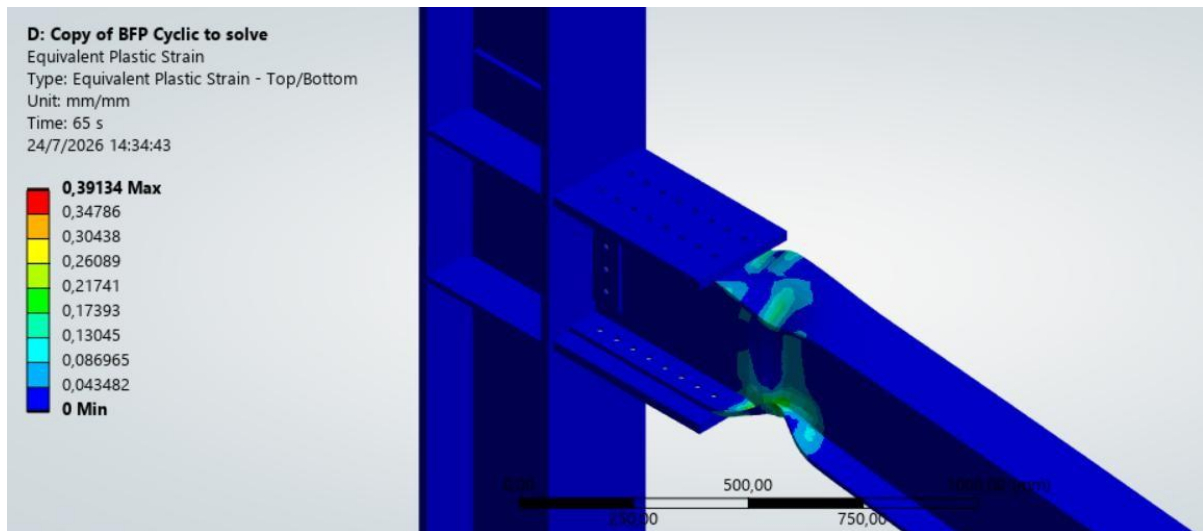


Nota: La Figura muestra la curva de histéresis obtenida mediante la simulación donde se evidencia un comportamiento estable durante la aplicación del protocolo de desplazamiento obteniendo un momento de 352.95 kN.m aproximadamente, los lazos histéricos presentan una forma amplia y continua, lo que caracteriza a una adecuada capacidad de disipación de energía, además, se observa una disminución de manera gradual de la rigidez conforme aumenta la deformación plástica, sin evidenciar pérdidas abruptas de resistencia.

Con el material ASTM A572

Figura 41

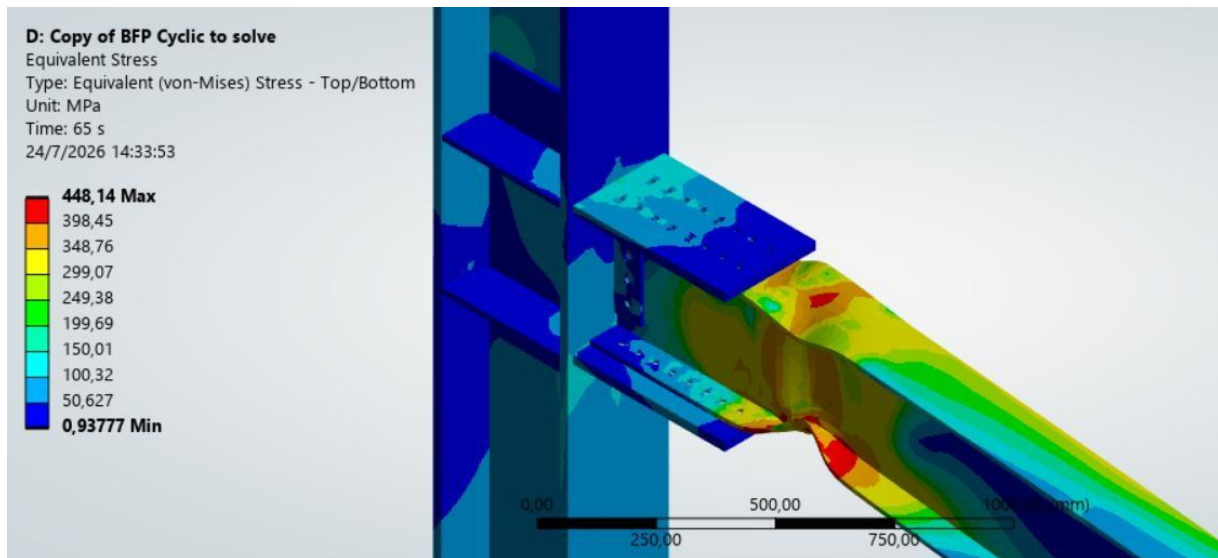
Deformación plástica equivalente - Conexión BFP con acero A572



Nota: En la Figura se muestra la distribución de deformación plástica en la conexión BFP modelada con el acero A572 donde se observa que la deformación continúa concentrándose en la zona de la viga cercana a las placas atornilladas al ala, manteniendo la conexión y la columna prácticamente dentro del rango elástico. Debido a que el material tiene un mayor límite de fluencia la deformación se desarrolla de forma más localizada permitiendo que la conexión alcance mayores niveles de carga antes del inicio de la plastificación, con un valor de deformación máximo de 0.39134 mm/mm.

Figura 42

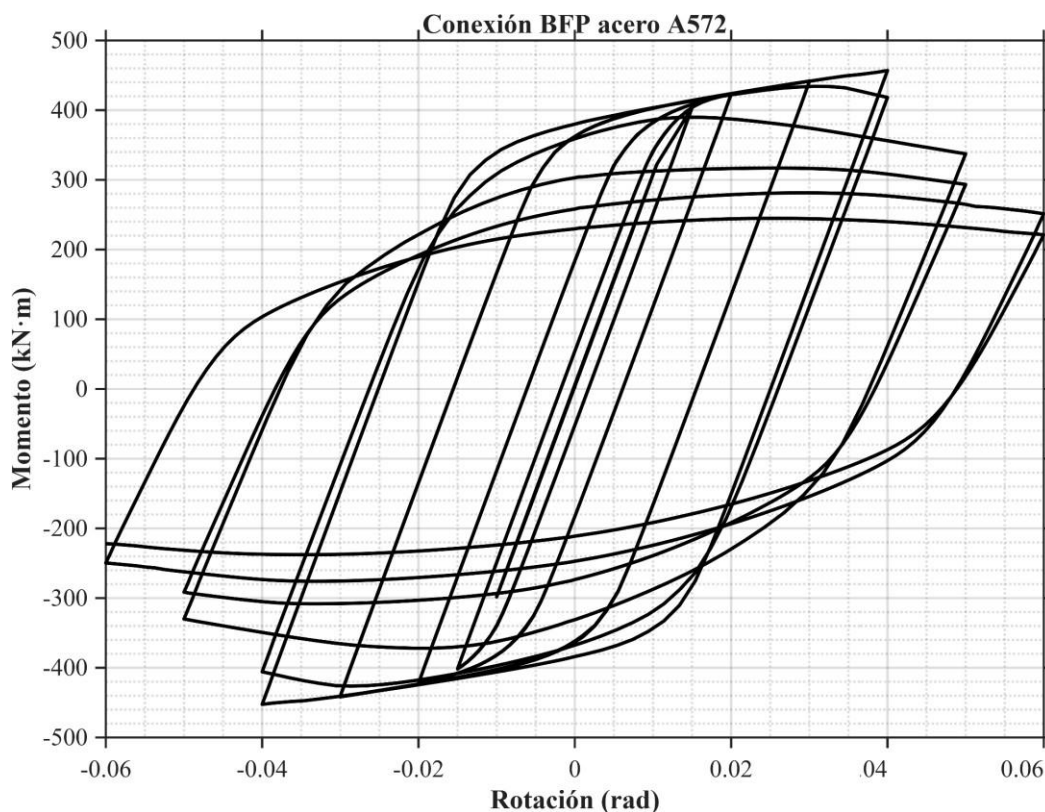
Distribución de esfuerzos equivalentes de Von Mises - conexión BFP con acero A572



Nota: En la Figura se muestra que los esfuerzos equivalentes de Von Mises alcanzan valores superiores a los obtenidos con el acero A36 como consecuencia de la mayor resistencia mecánica en el acero A572. Los esfuerzos máximos se concentran en la región de la viga después de la conexión de placas atornilladas al ala con un valor máximo de 448.14 MPa. La conexión atornillada y la columna mantienen niveles de esfuerzo inferiores, lo que garantiza que la plastificación ocurra en el elemento diseñado para tal fin.

Figura 43

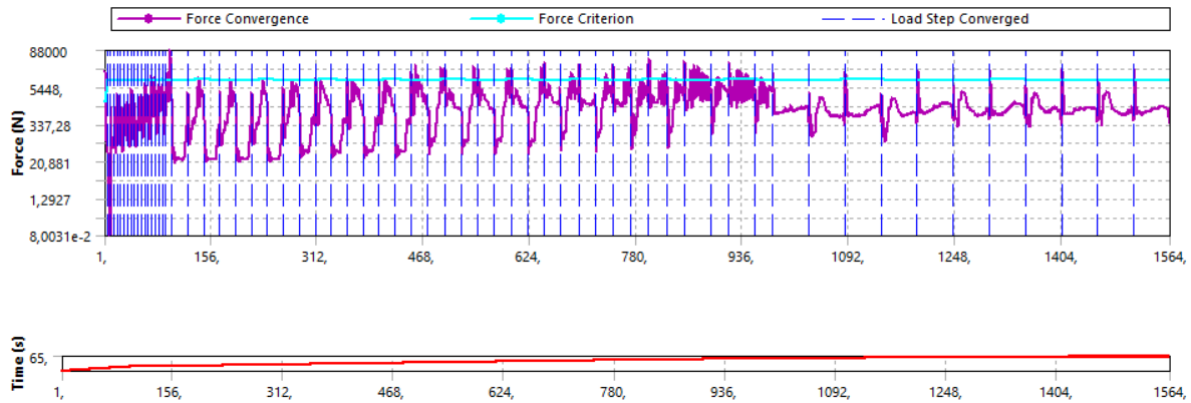
Curva de histéresis momento-rotación - conexión BFP con el acero A572



Nota: La curva de histéresis presenta lazos más altos respecto al acero ASTM A36 lo que refleja una mayor capacidad de resistencia y un incremento en el momento desarrollado para niveles similares de rotación. La respuesta mantiene una forma estable durante los ciclos de carga que indica un comportamiento dúctil y una eficiente disipación de energía con degradación progresiva de rigidez conforme avanza la plastificación. Se obtuvo un momento de 456.87 kN.m.

Figura 44

Convergencia de fuerzas - Conexión BFP con acero A572



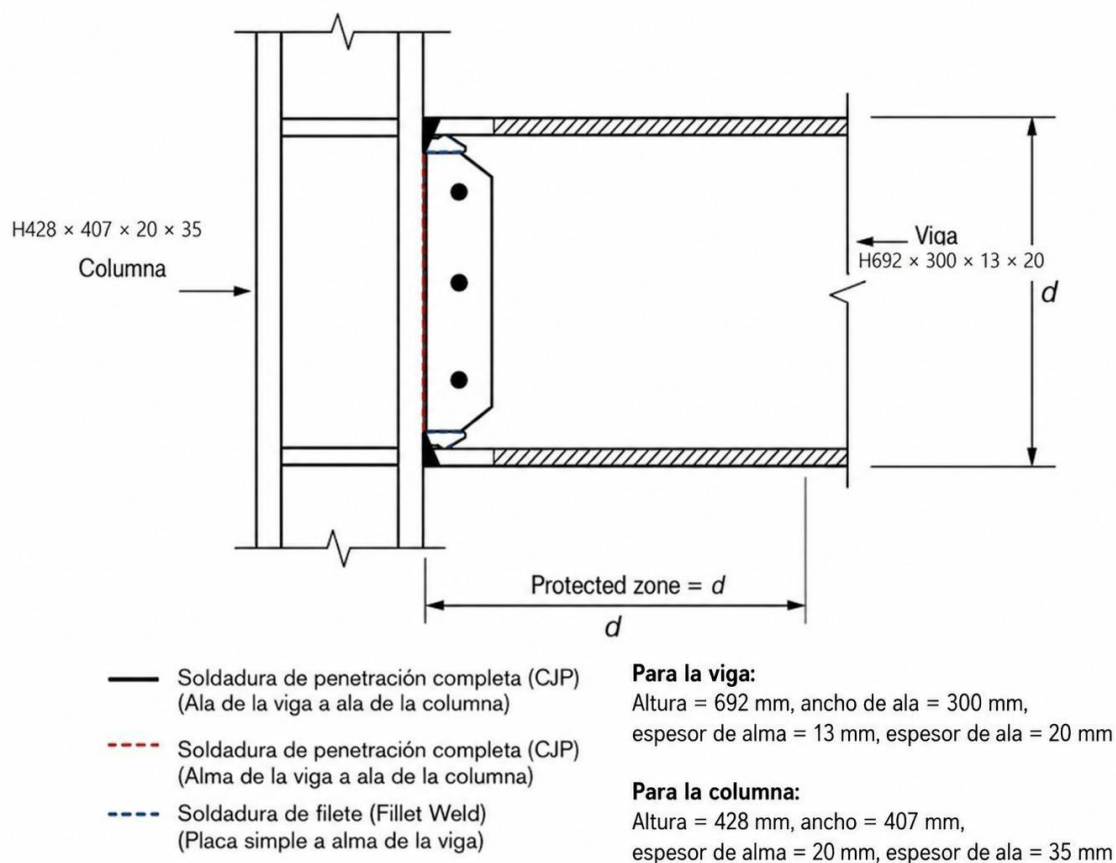
Nota: La gráfica de convergencia muestra la evolución del proceso iterativo durante la solución del análisis no lineal, se observa que el residuo disminuye progresivamente hasta alcanzar la tolerancia establecida por el solucionador, lo que indica que se satisface el equilibrio entre las fuerzas internas y externas del modelo. Este comportamiento evidencia que la respuesta numérica obtenida es confiable para análisis de la conexión.

Validación de la conexión WUF-W

Para el caso de la conexión WUF-W se tomó como referencia el estudio realizado por Han et al. (2014), en el cual se evalúa el comportamiento cíclico de conexiones de momento con alas soldadas y alma soldada. Este trabajo proporcionó información importante sobre la configuración geométrica de la conexión y las condiciones de contorno durante ensayos experimentales. De igual forma los resultados reportados por los autores fueron utilizados como base para la validación del modelo numérico, permitiendo comparar la respuesta numérica con el comportamiento experimental observado en dicho estudio.

Figura 45

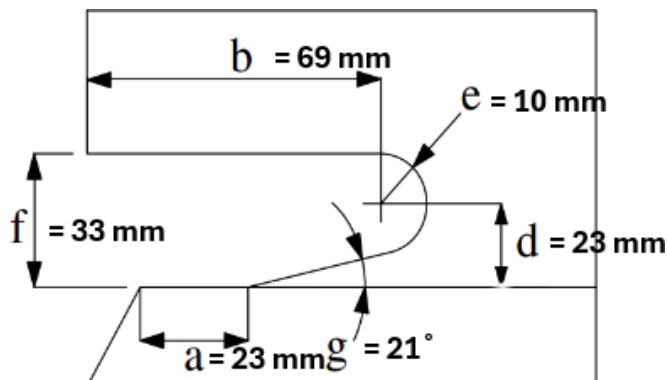
Geometría de la conexión WUF-W



Nota: La Figura muestra el tipo de soldaduras y los perfiles utilizados para la conexión WUF-W. Adaptado de AISC 358 (2022).

Figura 46

Geometría de los agujeros de acceso

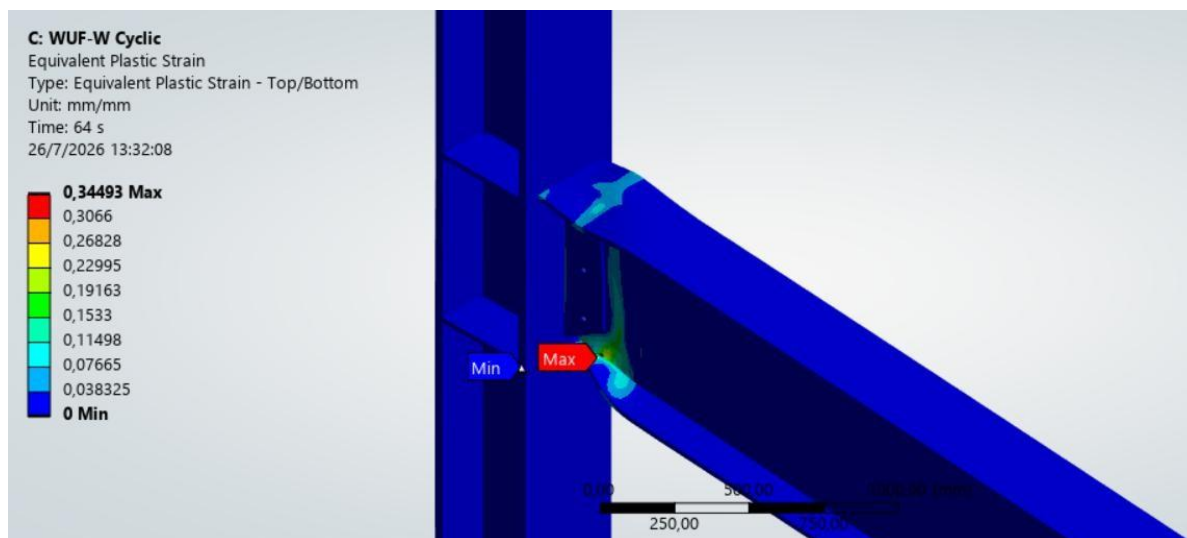


Nota: La Figura muestra las medidas generales utilizadas para los agujeros de acceso de la conexión WUF-W. Adaptado de *Cyclic Performance of Welded Unreinforced Flange-Welded Web Moment Connections*, por Han et al. (2014) .

Con el material ASTM A36

Figura 47

Deformación plástica equivalente - Conexión WUF-W

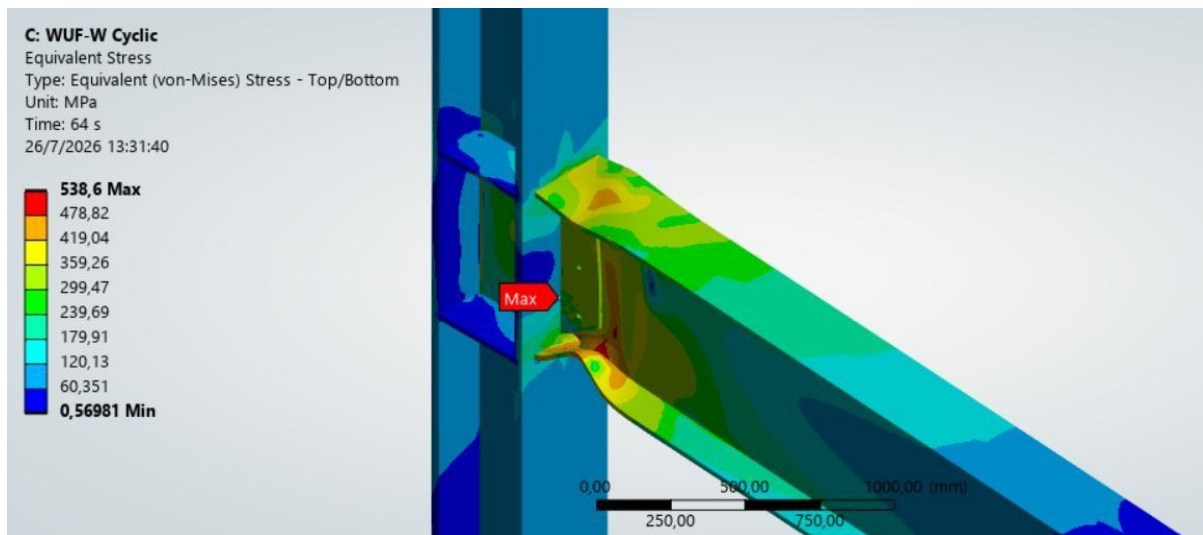


Nota: En la Figura se observa la deformación plástica equivalente donde se evidencia que la plastificación se concentra principalmente en la viga con un valor máximo de deformación de 0.3449 mm/mm, a una distancia cercana a la cara de la columna donde efectivamente se

forma la rótula plástica prevista en el diseño. La columna y la unión soldada permanecen con niveles inferiores de deformación.

Figura 48

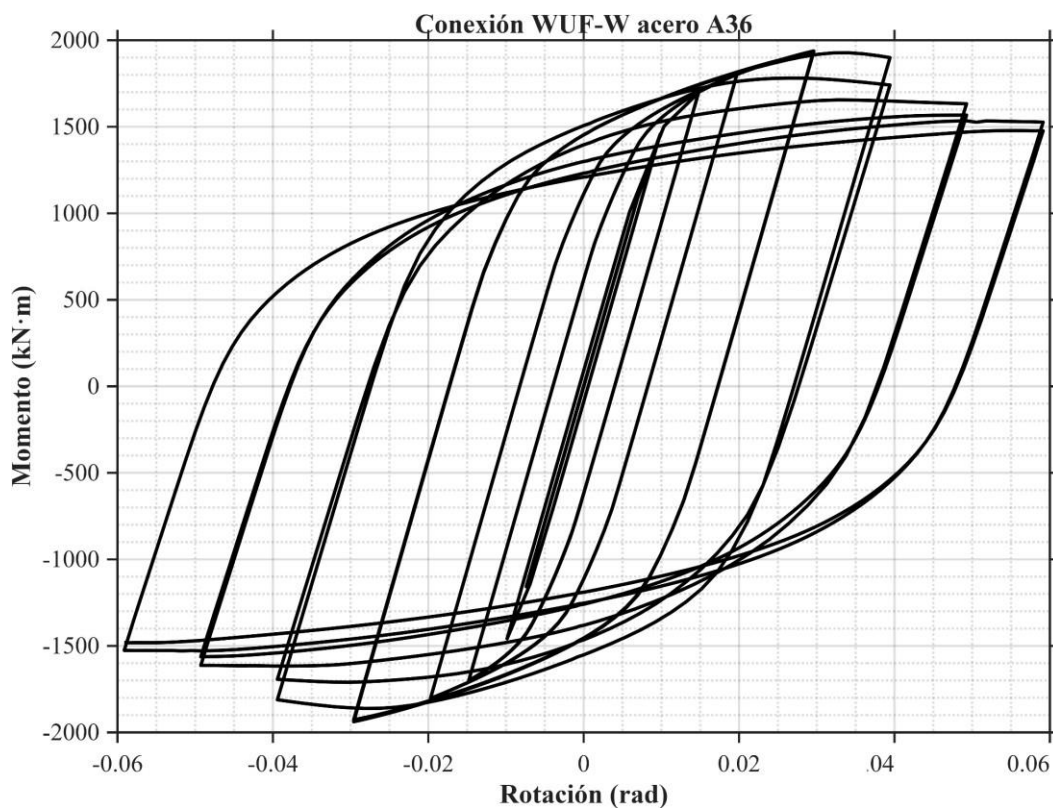
Distribución de esfuerzos equivalentes de Von Mises - conexión WUF-W



Nota: En la Figura se muestra la distribución de esfuerzos equivalentes de Von Mises donde se muestra que los mayores valores de esfuerzo se presentan alrededor de la conexión viga-columna y en la región donde se inicia la formación de la rótula plástica alcanzando un valor máximo de 538.6 MPa después de aplicar el protocolo de carga, a su vez la concentración de esfuerzos disminuye progresivamente hacia el resto de los elementos, indicando la adecuada transferencia de cargas evitando la plastificación prematura de la columna y de las soldaduras principales.

Figura 49

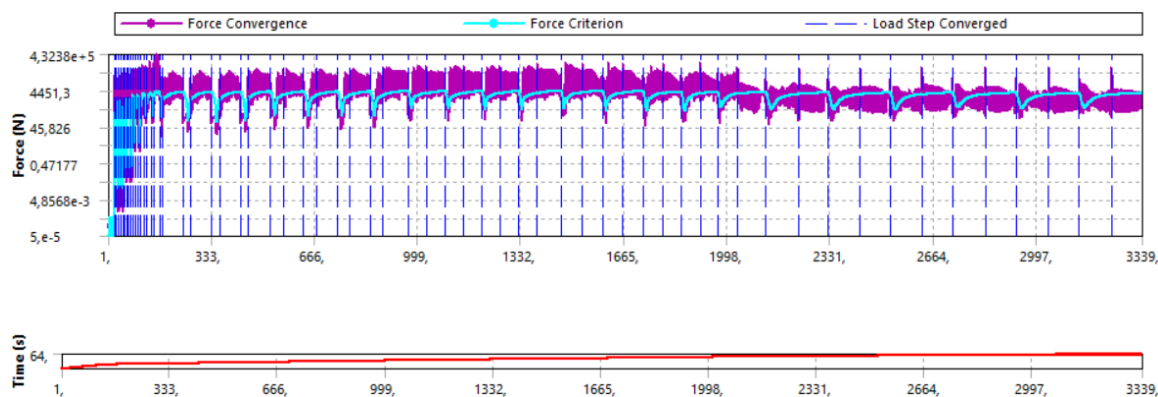
Curva de histéresis momento-rotación - conexión WUF-W



Nota: La respuesta momento-rotación obtenida durante el análisis cíclico presenta ciclos estables y continuos, que se ven representados por lazos de histéresis bien definidos, la evolución de la curva refleja una adecuada capacidad para absorber y disipar energía junto con una reducción gradual de la rigidez conforme aumenta la demanda de deformación.

Figura 50

Convergencia de fuerzas - Conexión WUF-W

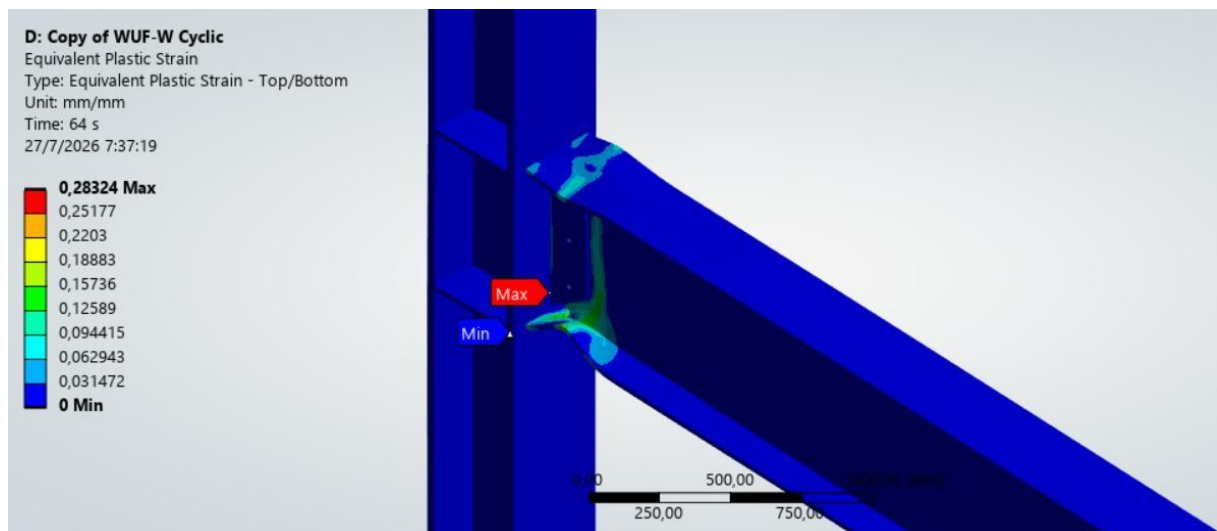


Nota: La gráfica muestra que durante cada incremento de carga el equilibrio entre fuerzas internas y externas se alcanza de manera progresiva mediante el proceso iterativo del solucionador, a su vez la disminución continua del error residual confirma la estabilidad del análisis no lineal y la correcta definición de las condiciones de contacto, las propiedades de los materiales y la discretización del modelo.

Con el material ASTM A572

Figura 51

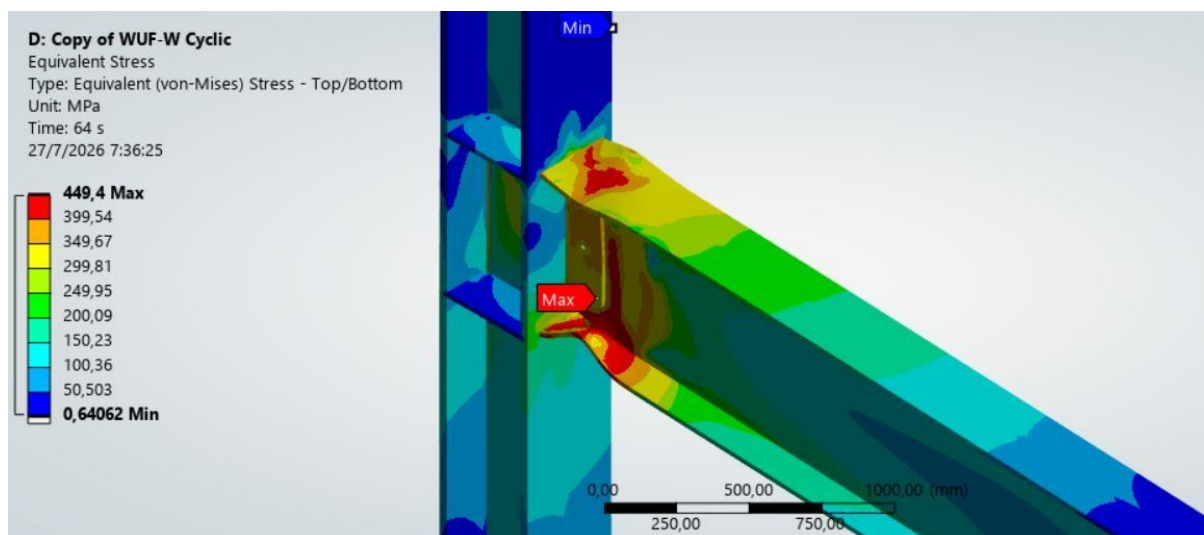
Deformación plástica equivalente - Conexión WUF-W con acero A572



Nota: La distribución de deformación plástica para el acero ASTM A572 presenta un patrón similar al que se observó con el acero ASTM A36, sin embargo, la plastificación se desarrolló a niveles de carga superiores alcanzando un valor máximo de deformación de 0.2832 mm/mm debido a que el límite de fluencia es mayor en este material, las deformaciones permanecen concentradas en la viga mientras que la columna y la zona de la conexión no experimentan mayor deformación dentro del régimen plástico.

Figura 52

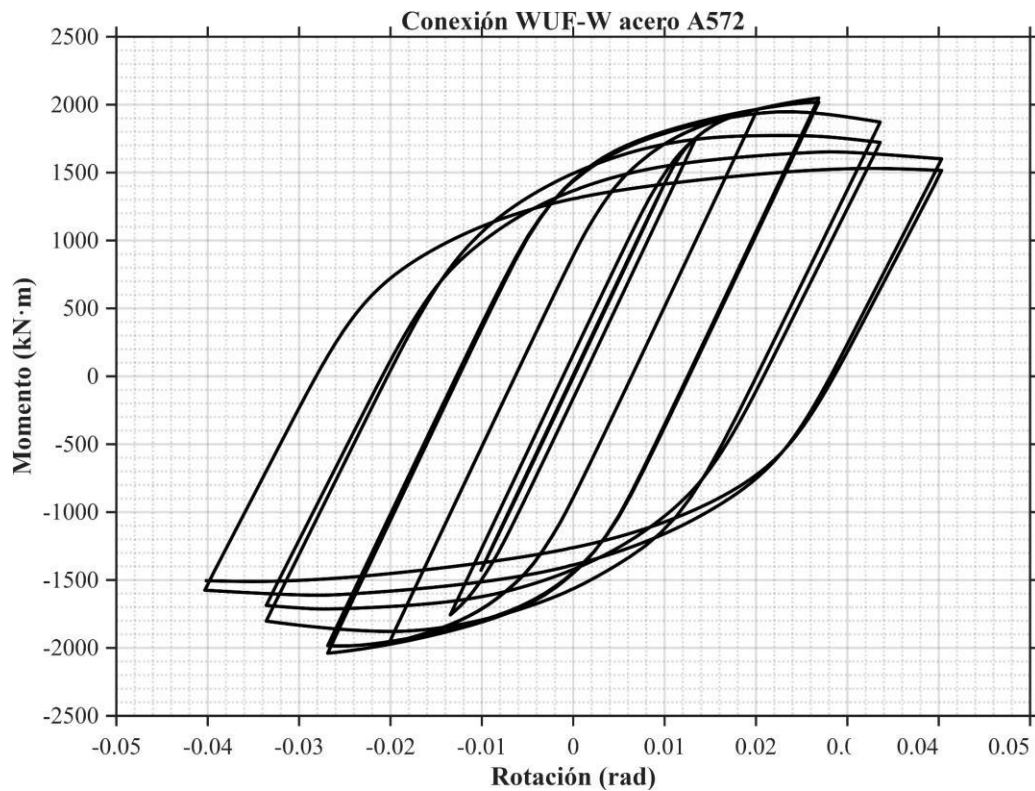
Distribución de esfuerzos equivalentes de Von Mises - conexión WUF-W con acero A572



Nota: La distribución de esfuerzos muestra un incremento en los valores máximos alcanzados asociado a la mayor resistencia mecánica del acero ASTM A572. No obstante, la ubicación de las zonas críticas permanece concentrada alrededor de la viga cerca a la unión viga-columna, alcanzando un valor máximo de esfuerzo de 449.4 MPa, también se observa que la rótula plástica se forma en la zona esperada.

Figura 53

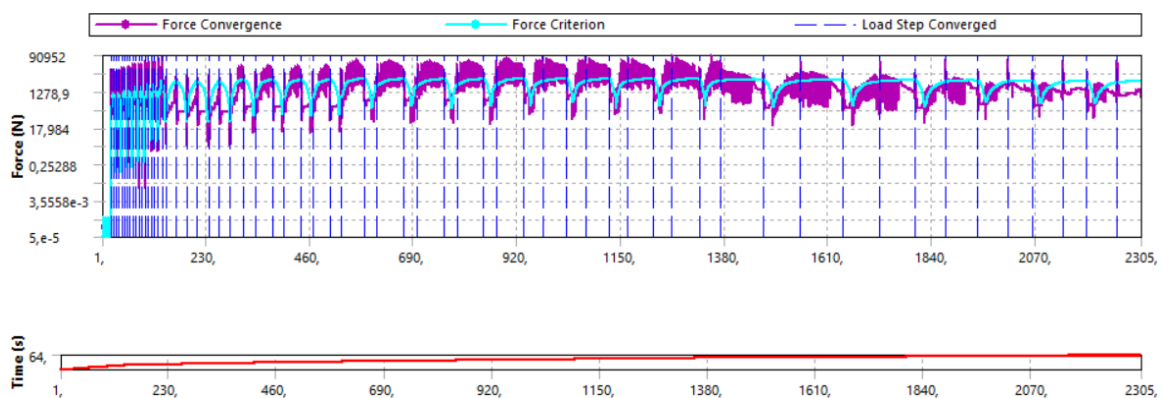
Curva de histéresis momento-rotación - conexión WUF-W con el acero A572



Nota: La curva momento-rotación correspondiente al acero ASTM A572 presenta una respuesta estable durante los ciclos de carga y descarga alcanzando valores de momento superiores respecto al acero ASTM A36 para niveles similares de rotación. Los lazos de histéresis conservan una geometría uniforme que demuestra una adecuada capacidad de disipación de energía y un comportamiento estructural consistente durante el análisis.

Figura 54

Convergencia de fuerzas - Conexión WUF-W con acero A572



Nota: La Figura muestra la convergencia de fuerzas que evidencia que el procedimiento iterativo logra satisfacer los criterios de equilibrio establecidos para el análisis no lineal, la reducción progresiva del residuo durante las iteraciones demuestra que la solución numérica converge adecuadamente validando la estabilidad del modelo empleado.

Validación de la conexión Double-Tee

El modelo numérico desarrollado para esta conexión en específico se basó en la metodología presentada por Chen et al, (2021) en el artículo Cyclic Performance of Double Tee Connections with Short Slotted Holes. Este estudio fue empleado como referencia para definir la geometría de la conexión y las condiciones de contorno. De igual forma los resultados experimentales reportados por los autores constituyen la base para la validación del modelo de elementos finitos, permitiendo evaluar su capacidad para reproducir el comportamiento estructural y la respuesta histórica observada experimentalmente.

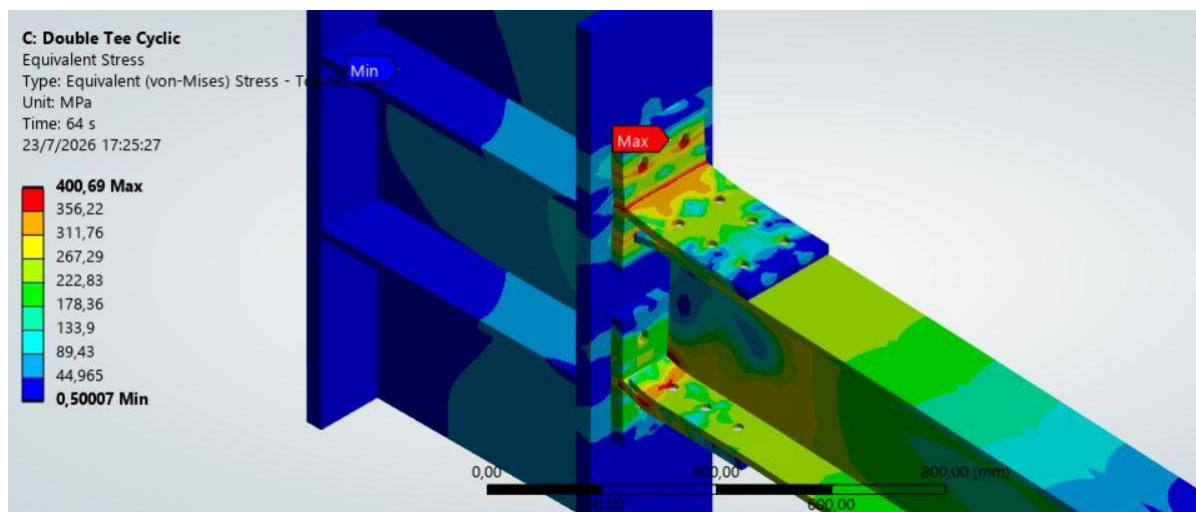
Figura 55

Geometría de la conexión Double Tee

Nota: La Figura presenta la deformación plástica equivalente desarrollada en la conexión Double Tee donde se observa que la plastificación se concentra principalmente en la región de unión entre la viga y la columna específicamente alrededor de las placas de conexión y de los elementos de fijación, aquí se genera la mayor concentración de deformación debido a la transferencia de esfuerzos. El valor máximo de deformación plástica alcanzó un valor máximo aproximado de 0.6302 mm/mm que evidencia que el material ha superado el límite elástico en zonas localizadas. Por otro lado se observa que el resto de elementos estructurales se encuentran en color azul indicando que estas regiones siguen trabajando dentro del rango elástico.

Figura 57

Distribución de esfuerzos equivalentes de Von Mises - conexión Double Tee

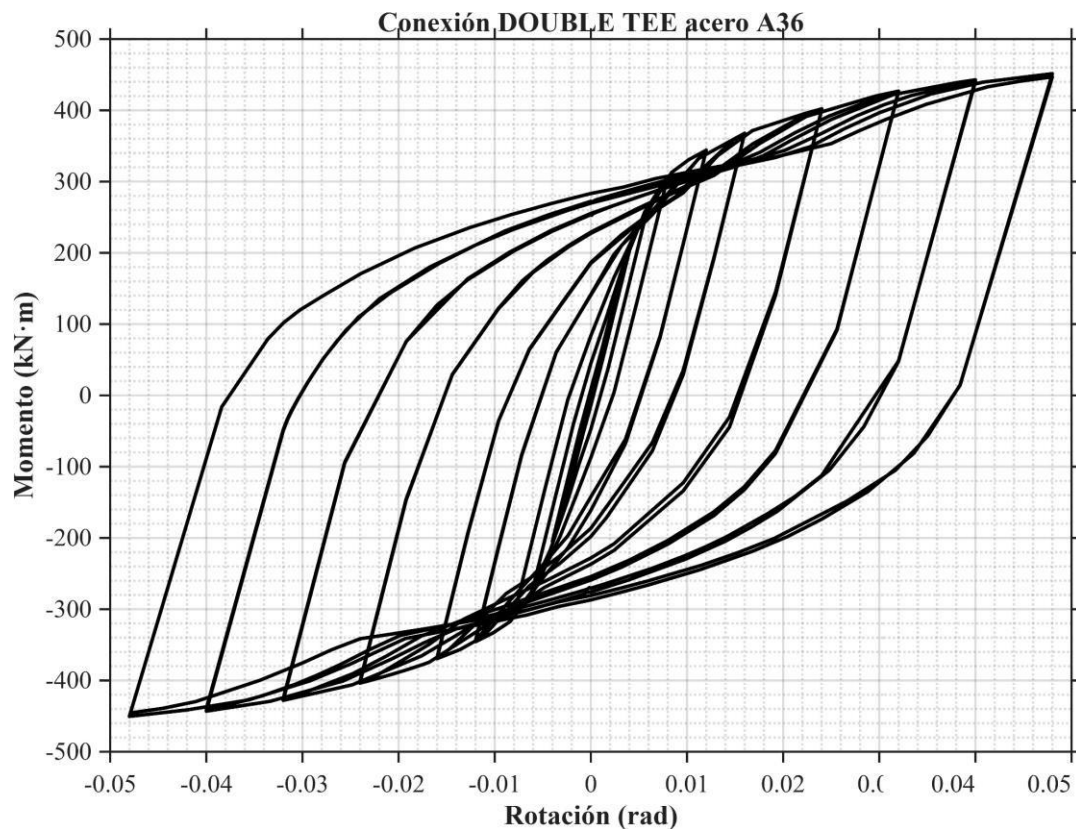


Nota: En esta Figura se observa la distribución de esfuerzos equivalentes de Von Mises donde se aprecia que los mayores esfuerzos se concentran alrededor de las placas de conexión y de los orificios de los pernos, así como en la interfaz entre la viga y la columna, zonas donde se da la mayor transferencia de cargas alcanzando un valor máximo de esfuerzo de 400.69 MPa luego de aplicar el protocolo de carga. A lo largo de la viga se nota que los gradientes de esfuerzo disminuyen progresivamente reflejando una adecuada distribución de

las cargas hacia el resto de los elementos. Las zonas alejadas de la conexión presentan niveles de esfuerzo considerablemente menores.

Figura 58

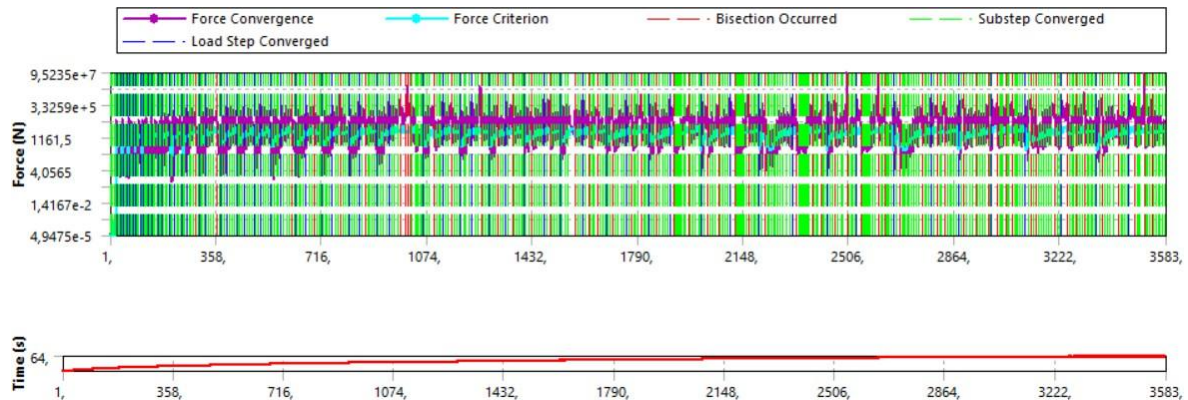
Curva de histéresis momento-rotación - conexión Double Tee



Nota: La curva de histéresis obtenida representa la respuesta cíclica de la conexión frente al protocolo de desplazamiento, se observa la formación de lazos de histéresis amplios y continuos los cuales evidencian un comportamiento predominantemente dúctil y una adecuada disipación de energía. A medida que aumenta la amplitud de los ciclos de carga el momento resistente se incrementa progresivamente hasta alcanzar valores cercanos a 500 kN.m. La pequeña reducción de la pendiente en los ciclos de mayor amplitud indican la disminución gradual de rigidez en consecuencia del desarrollo de las deformaciones plásticas.

Figura 59

Convergencia de fuerzas - Conexión Double Tee

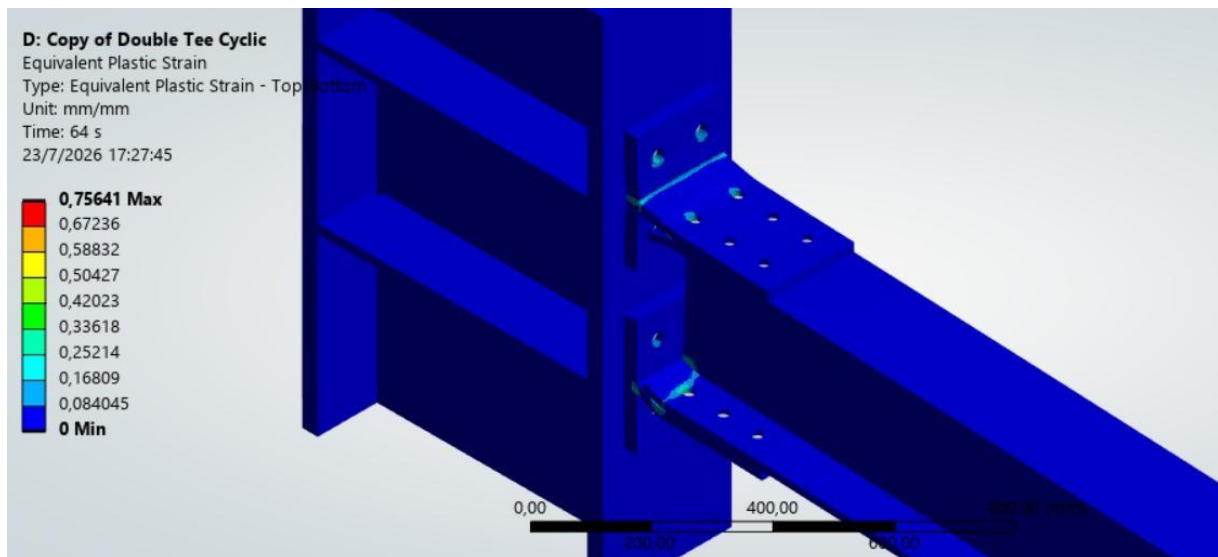


Nota: La gráfica de convergencia muestra el comportamiento del proceso iterativo empleado durante la solución del modelo no lineal, se observa que los residuos de fuerza permanecen dentro de los límites establecidos por el criterio de convergencia de ANSYS en la totalidad de los subpasos de carga.

Con el material ASTM A572

Figura 60

Deformación plástica equivalente - Conexión Double Tee con acero A572

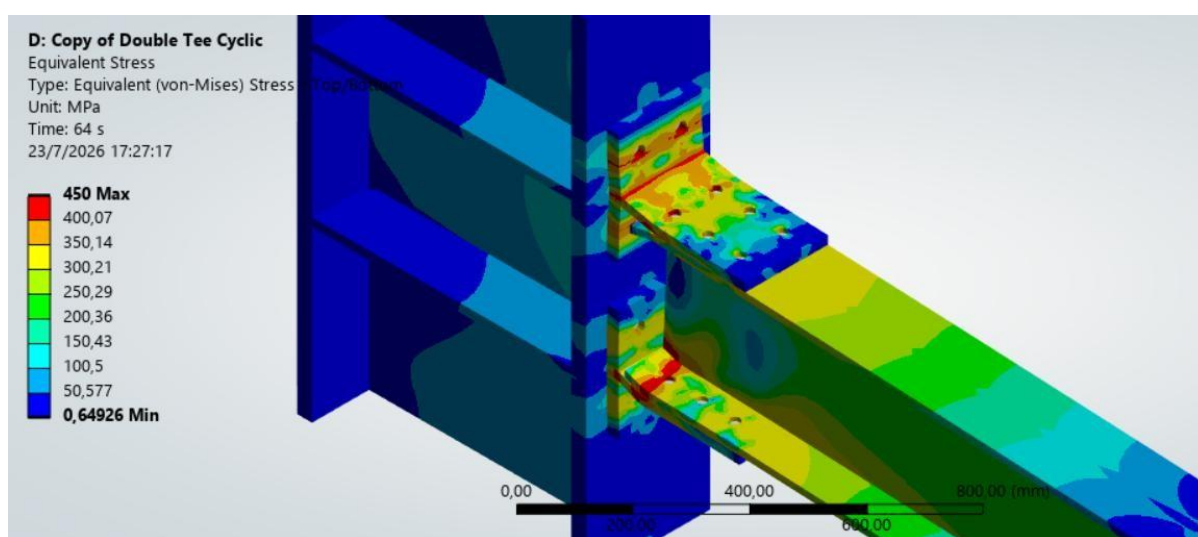


Nota: En la Figura podemos observar que las deformaciones plásticas para el modelo con acero ASTM A572 presenta un comportamiento similar al ya observado con el acero ASTM A36, sin embargo, la plastificación se concentra en un área ligeramente reducida debido al

mayor límite de fluencia del material y el resto de la estructura sigue permaneciendo en régimen elástico, el valor máximo de deformación plástica alcanzada en este modelo fue de 0.756 mm/mm identificada en la región de la conexión donde se concentra la demanda estructural

Figura 61

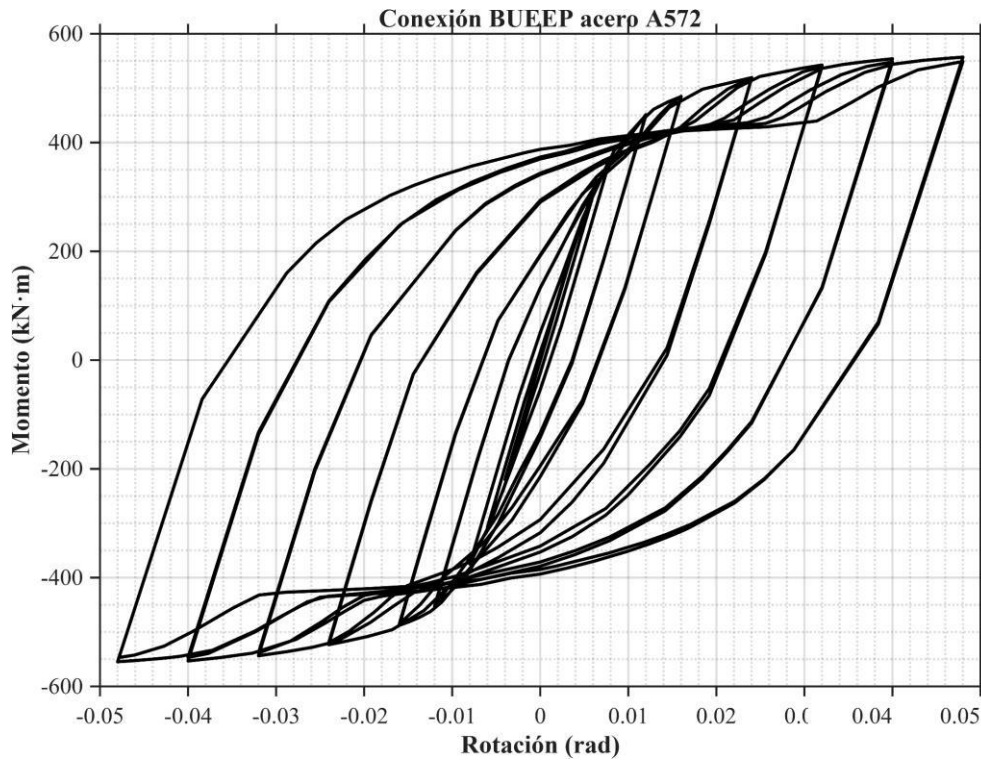
Distribución de esfuerzos equivalentes de Von Mises - conexión Double Tee con acero A572



Nota: La distribución de esfuerzos muestra que los máximos esfuerzos continúan localizándose alrededor de las placas de conexión y de los pernos, alcanzando valores cercanos a 450 MPa, debido a que este acero tiene mayor resistencia mecánica la conexión desarrolla esfuerzos superiores antes de alcanzar la fluencia manteniendo una distribución de esfuerzos uniforme y una adecuada transferencia de carga entre la viga y la columna.

Figura 62

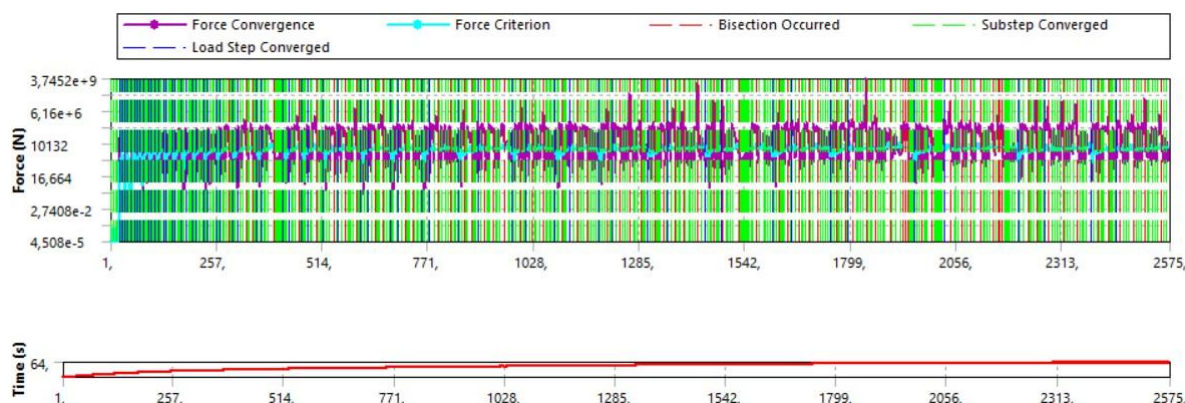
Curva de histéresis momento-rotación - conexión BFP con el acero A572



Nota: La Figura muestra la respuesta histórica que evidencia un incremento de la capacidad resistente respecto al modelo con acero ASTM A36 alcanzando momentos próximos a 600 kN.m, los lazos mantienen una forma estable y simétrica durante todo el protocolo de carga, indicando una elevada capacidad de disipación de energía y un comportamiento muy dúctil. Además, el incremento en el área encerrada por los ciclos refleja una mayor absorción de energía durante las inversiones de carga.

Figura 63

Convergencia de fuerzas - Conexión Double Tee con acero A572



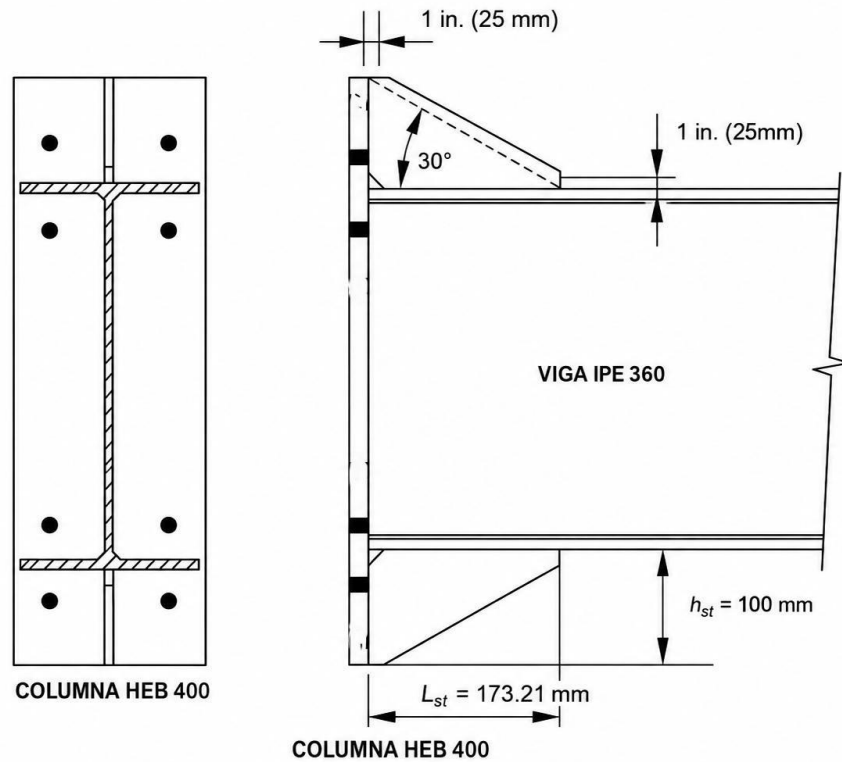
Nota: La gráfica de convergencia confirma que el proceso iterativo alcanzó el equilibrio en todos los incrementos de carga considerados, a pesar de tener mayores exigencias estructurales derivadas del incremento en la resistencia del material el algoritmo de solución mantuvo un comportamiento estable sin presentar problemas de divergencia, lo que evidencia que la configuración del modelo numérico y los parámetros de análisis fueron los adecuados para representar el comportamiento no lineal de la conexión,

Validación de la conexión Bolted Unstiffened and Stiffened Extended

Para el modelado de las dos conexiones se utilizó la geometría, las condiciones de borde y las cargas aplicadas definidas a partir de una hoja de cálculo que se incluye en la sección de anexos del presente trabajo, en dicha hoja se muestran los cálculos realizados de acuerdo a los criterios de diseño estructural y la norma aplicable (AISC 358).

Figura 64

Geometría de las conexiones Bolted Unstiffened and Stiffened Extended



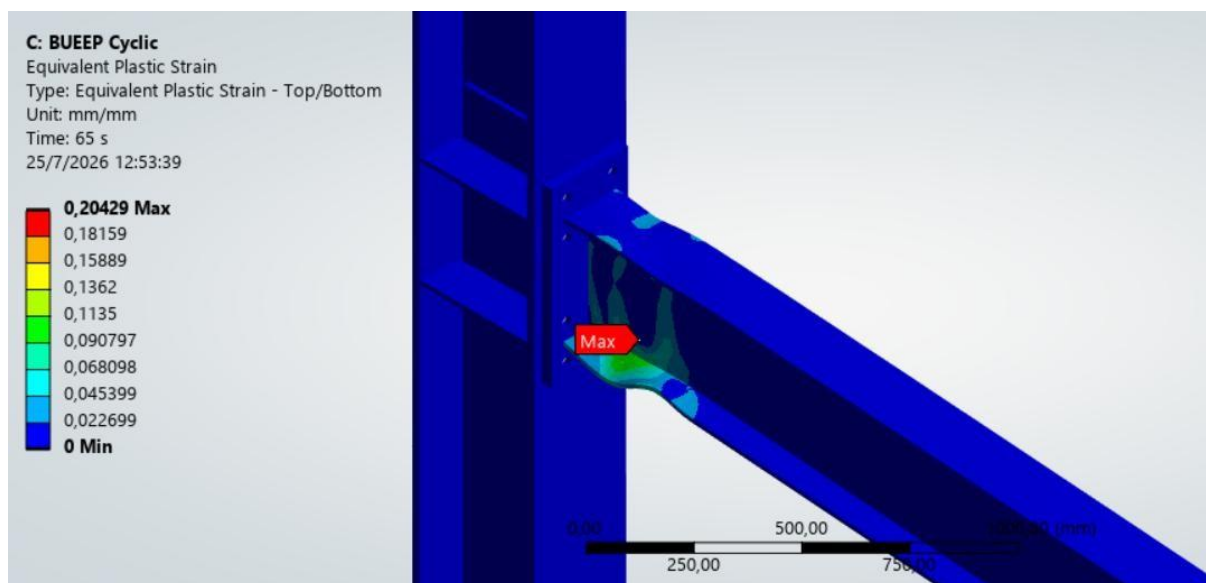
Nota: La Figura muestra las medidas generales y perfiles utilizados para las conexiones Bolted Unstiffened and Stiffened Extended, considerando que la conexión Bolted Unstiffened no tiene rigidizadores. Adaptado de AISC 358 (2022).

Bolted Unstiffened

Con el material ASTM A36

Figura 65

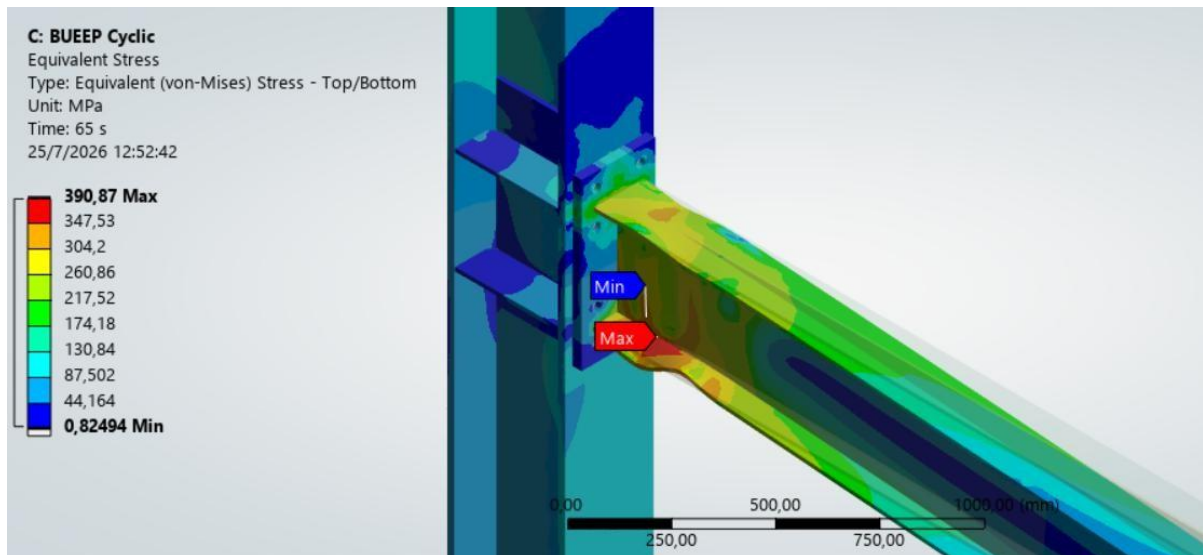
Deformación plástica equivalente - Conexión BUEEP



Nota: En esta Figura se presenta la deformación plástica en la conexión BUEEP, se observa que las mayores deformaciones plásticas se concentran en la placa extrema extendida en la zona adyacente a los pernos superiores y en la unión entre la viga y la placa, regiones donde se produce la mayor transferencia de momentos y fuerzas internas. La concentración de deformaciones en estas zonas indica el inicio del comportamiento inelástico de la conexión, mientras que el resto de la viga y la columna permanecen dentro del rango elástico. El valor de deformación máximo alcanzado en esta conexión modelada con acero ASTM A36 es de 0.2042 mm/mm aproximadamente.

Figura 66

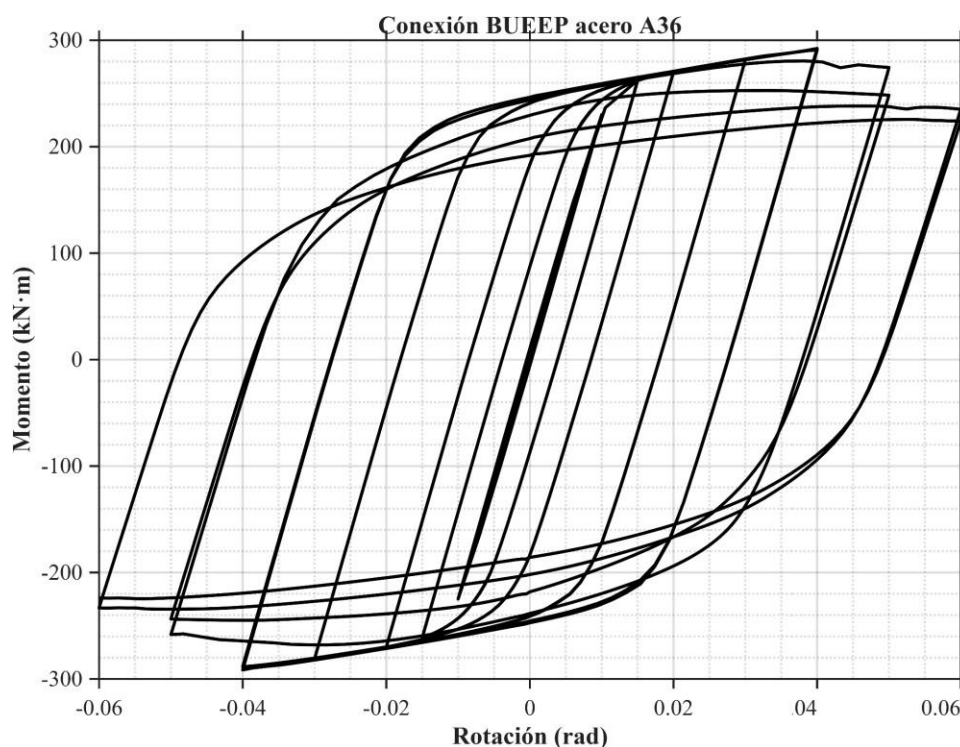
Distribución de esfuerzos equivalentes de Von Mises - conexión BUEEP



Nota: La Figura presenta el campo de esfuerzos equivalentes de Von Mises después de aplicar el protocolo de carga donde se observa que la mayor concentración de esfuerzos se localiza en la zona de transición entre la viga y la placa de conexión, específicamente en el extremo inferior del ala de la viga donde alcanza un esfuerzo máximo de 390.87 MPa. Esta concentración es consistente con la redistribución de esfuerzos originada por la transmisión de momento flector y las fuerzas cortantes desde la viga hacia la columna, por otro lado, en el resto de la viga se observa una disminución gradual de esfuerzos que se puede distinguir gráficamente en los colores.

Figura 67

Curva de histéresis momento-rotación - conexión BUEEP

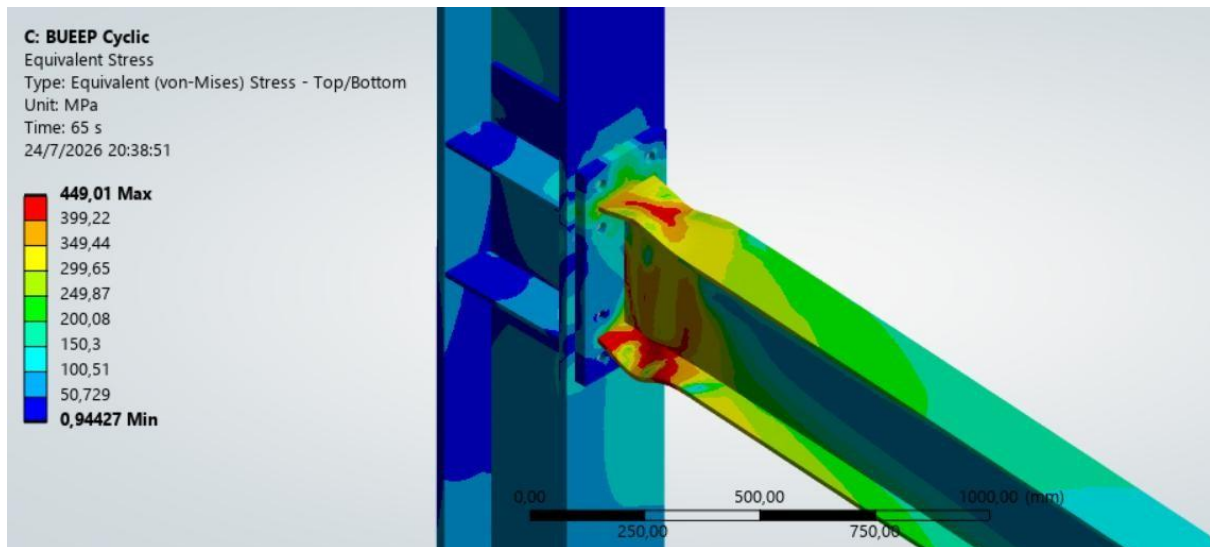


Nota: En la siguiente Figura se muestran los lazos de histéresis, los ciclos muestran una evolución progresiva alcanzando valores crecientes de momento conforme aumenta la amplitud de la rotación alcanzando un valor de 292.28 kN.m, la forma de los lazos de histéresis evidencian una adecuada capacidad de disipación de energía mediante deformaciones inelásticas. A medida que se incrementa la demanda sísmica se aprecia una reducción gradual de la rigidez inicial asociada al desarrollo de plastificación en la placa extrema y regiones próximas a los pernos.

Con el material ASTM A572

Figura 68

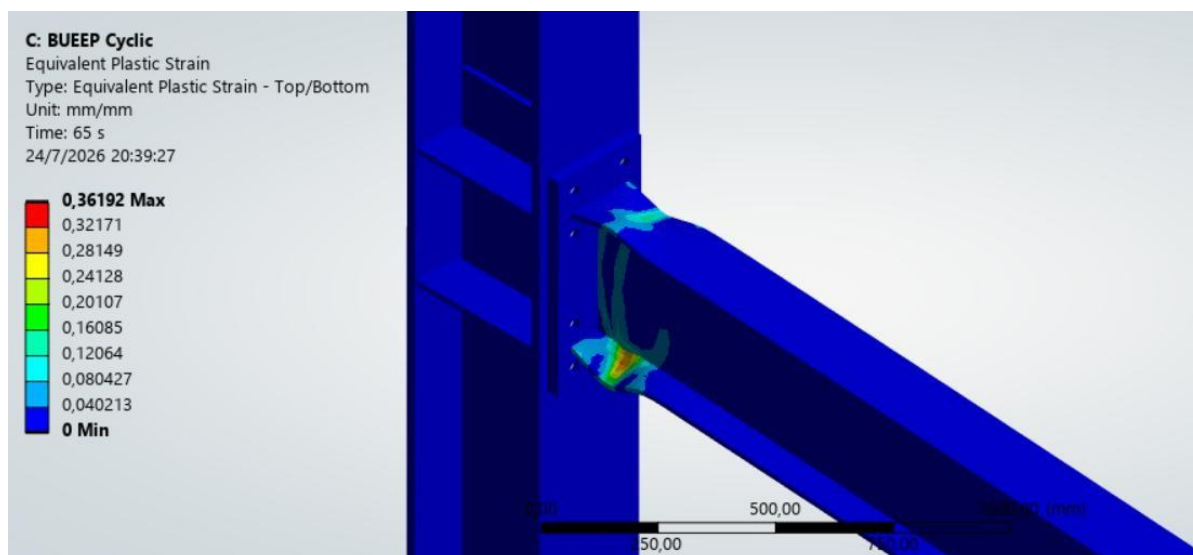
Distribución de esfuerzos equivalentes de Von Mises - conexión BUEEP con acero A572



Nota: La distribución de esfuerzos equivalentes muestra que las máximas concentraciones se localizan en la placa extrema y en la transición entre la placa y los patines de la viga, estas zonas corresponden a los puntos donde se desarrolla el mecanismo principal de transmisión de momento entre la viga y la columna, aquí el valor máximo de esfuerzo que alcanzó la conexión fue de 449.01 MPa. La ausencia de concentraciones de esfuerzo en la columna indica que la mayor parte de disipación de energía ocurre en la conexión y en el extremo de la viga.

Figura 69

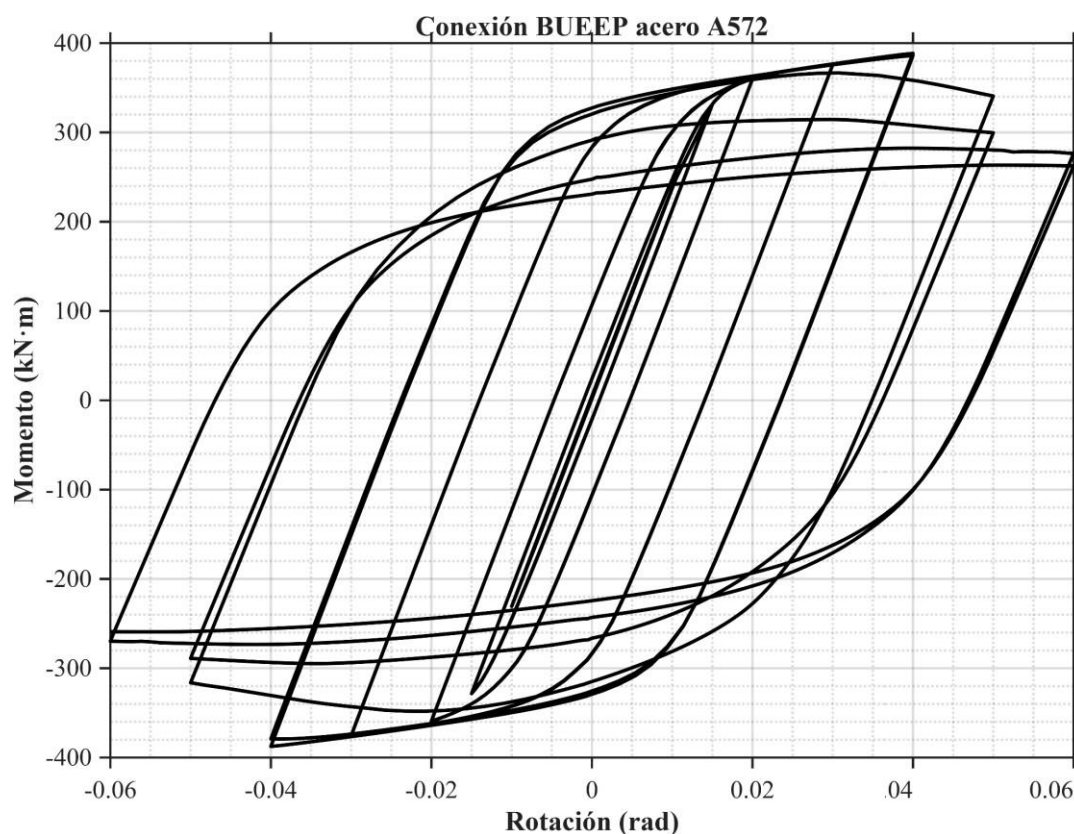
Deformación plástica equivalente - Conexión BUEEP con acero A572



Nota: Al igual que para el modelo con acero ASTM A36 la deformación plástica evidencia que el comportamiento inelástico se desarrolla principalmente en la placa extrema extendida y en los patines de la viga adyacentes a la unión con la columna, este comportamiento es consistente con el mecanismo resistente que caracteriza a las conexiones empernadas de placa extrema en las cuales el momento flector es transmitido mediante un sistema compuesto por la placa, los pernos y las soldaduras entre la placa y la viga. Como se observa la placa experimenta una deformación por flexión generando el denominado efecto T-stub, mecanismo mediante el cual la placa desarrolla plastificación alrededor de las líneas de pernos y los patines desarrollan deformación permanente. El valor máximo de deformación alcanzado fue de 0.3619 mm/mm aproximadamente.

Figura 70

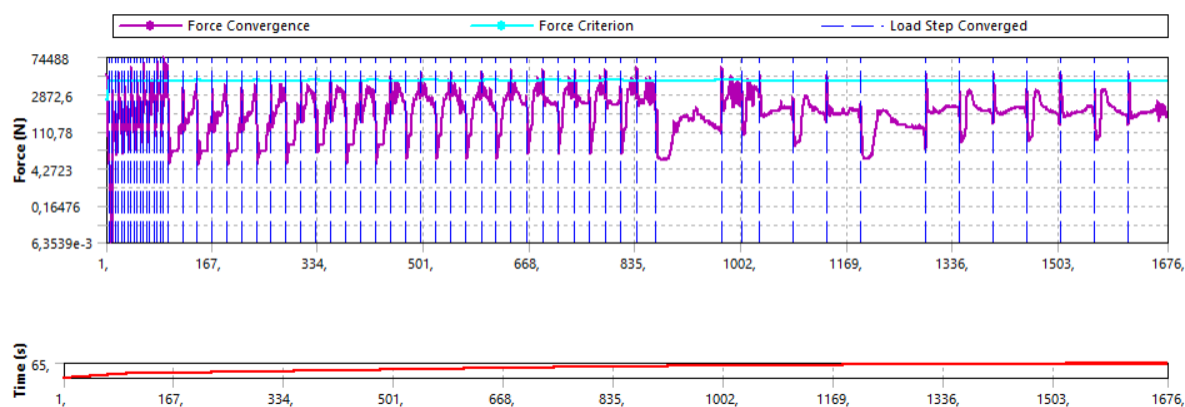
Curva de histéresis momento-rotación - conexión BUEEP con el acero A572



Nota: En la Figura se muestra la curva de histéresis donde se evidencia una mayor resistencia y capacidad portante con respecto al otro modelo con acero ASTM A36 alcanzando un momento máximo de 388.5 kN.m, los lazos presentan una forma estable y simétrica que indica un comportamiento dúctil y una capacidad de energía considerable.

Figura 71

Convergencia de fuerzas - Conexión BUEEP con acero A572

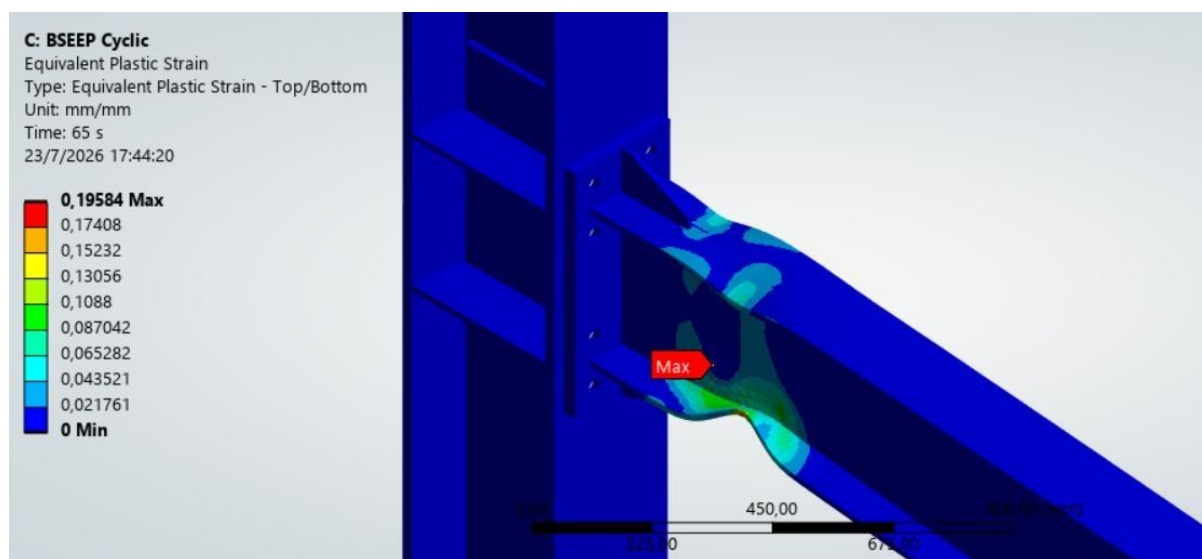


Nota: En esta Figura se observa de igual manera que la solución numérica alcanzó el equilibrio en todos los pasos de carga considerados. La ausencia de problemas de divergencia respalda la estabilidad del modelo y validación de los resultados presentados.

Stiffened Extended

Figura 72

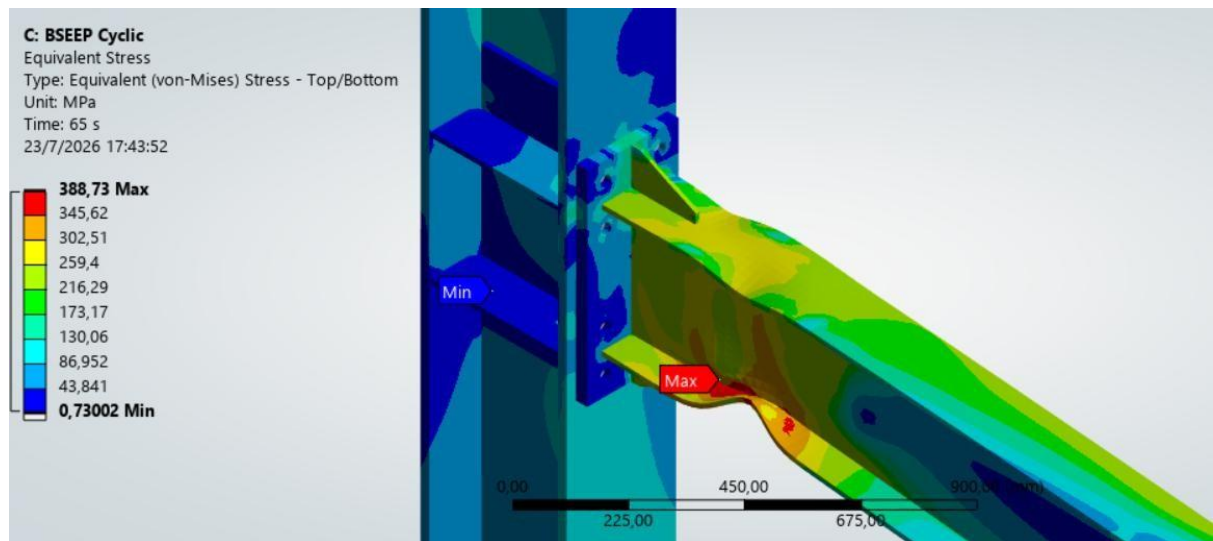
Deformación plástica equivalente - Conexión BSEEP



Nota: En la siguiente Figura se muestra la distribución de la deformación plástica en la conexión BSEEP donde se observa que en el extremo de la viga y la región cercana después de la placa extrema presentan la mayor deformación alcanzando un valor de 0.195 mm/mm aproximadamente, por otro lado los rigidizadores y la columna presentan niveles menores de deformación. Aquí se demuestra que los rigidizadores incrementan la rigidez de la placa extrema limitando la deformación por flexión y favoreciendo que la plastificación se desarrolle en la viga. Así pues se puede ver que la rótula plástica se forma fuera del panel de conexión, reduciendo la demanda inelástica sobre los pernos, la soldadura y la propia placa extrema.

Figura 73

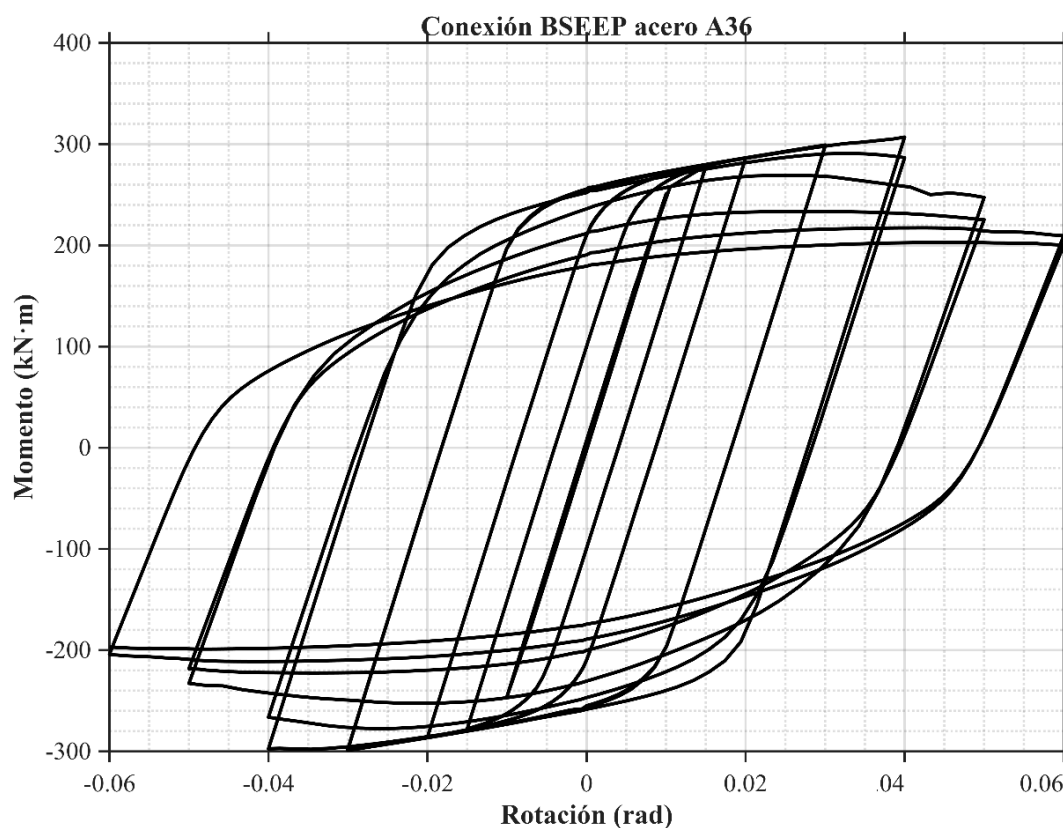
Distribución de esfuerzos equivalentes de Von Mises - conexión BSEEP



Nota: La distribución de esfuerzos muestra que las mayores concentraciones de esfuerzo se localizan en el extremo de la viga y en la región de transición entre la placa y los rigidizadores, a diferencia de una conexión de placa extrema sin rigidizadores la presencia de estos elementos disminuye significativamente la flexión de la paca y redistribuye los esfuerzos hacia la viga y los elementos de refuerzo. El valor máximo de esfuerzo alcanzado fue de 388.73 MPa después de aplicado el protocolo de carga.

Figura 74

Curva de histéresis momento-rotación - conexión BSEEP

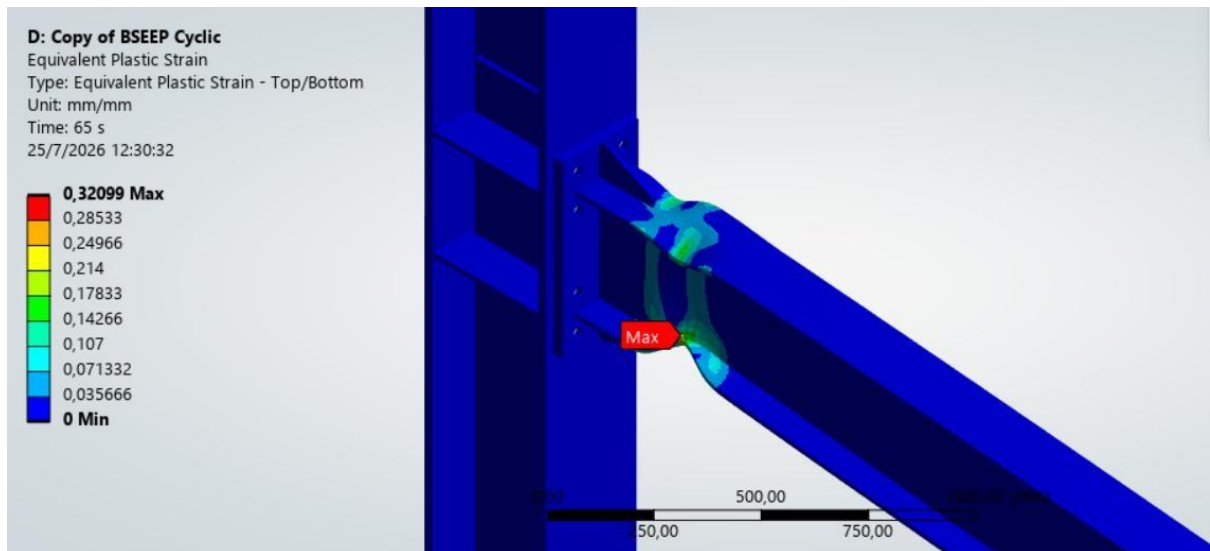


Nota: La curva de histéresis refleja la respuesta cíclica de la conexión BSEEP frente al protocolo de desplazamiento alcanzando un momento de 306.93 kN.m, los lazos presentan al igual que en las demás conexiones una forma estable y simétrica durante todo el proceso de carga lo que indica un comportamiento predominantemente dúctil y una adecuada capacidad para disipar energía mediante deformaciones plásticas controladas.

Con el material ASTM A572

Figura 75

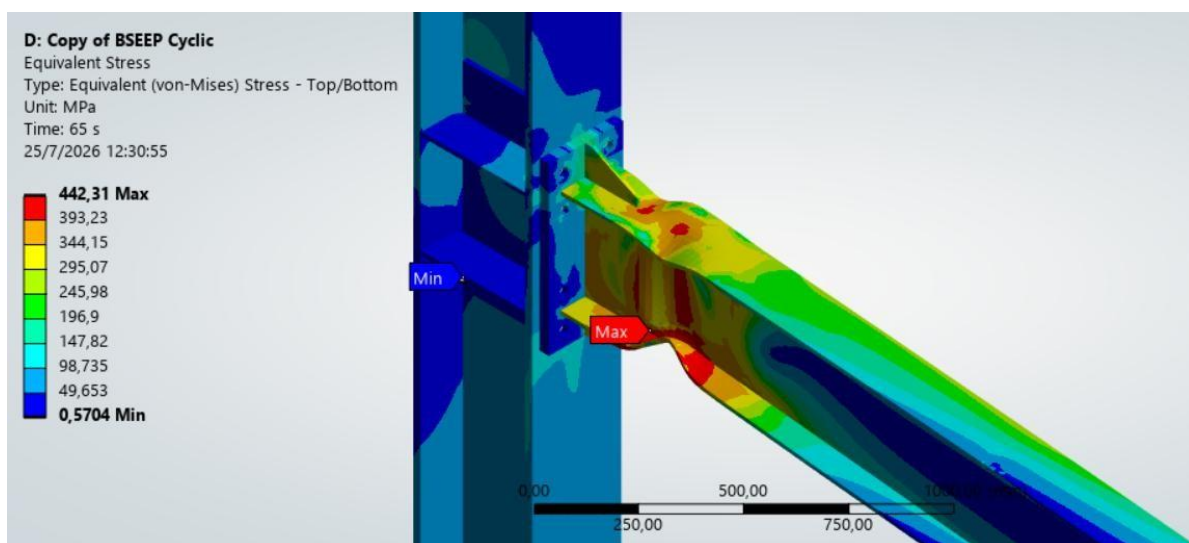
Deformación plástica equivalente - Conexión BSEEP con acero A572



Nota: En la Figura se muestra la deformación plástica equivalente en el modelo con acero ASTM A572 que al igual que en el modelo con acero ASTM A36 mantiene el mismo mecanismo resistente, sin embargo, debido a que el límite de fluencia es mayor la plastificación ocurre para niveles superiores de carga. La rótula plástica continúa desarrollándose en el extremo de la viga inmediatamente después de la placa extrema rigidizadora, el valor máximo de deformación alcanzado fue de 0.32099 mm/mm.

Figura 76

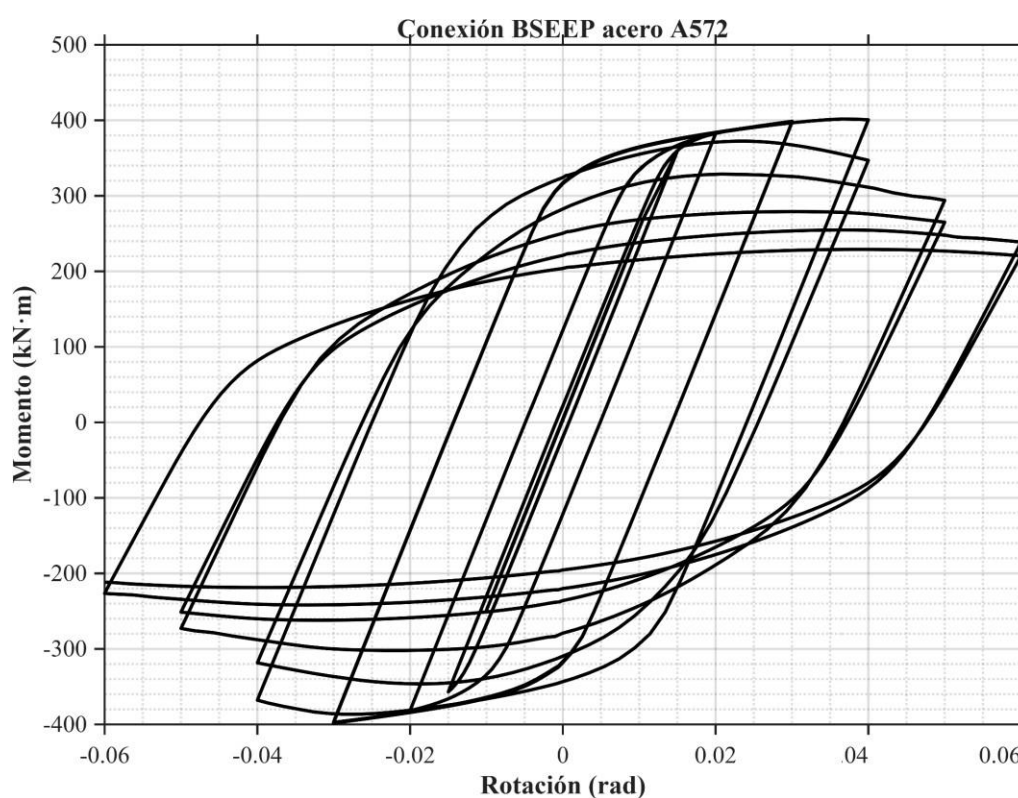
Distribución de esfuerzos equivalentes de Von Mises - conexión BSEEP con acero A572



Nota: En esta Figura se muestra un patrón similar de distribución de esfuerzos concentrándose los máximos esfuerzos en la región de transición entre la viga, la placa extrema y los rigidizadores, el valor máximo de esfuerzo alcanzado fue de 442.31 MPa. Los rigidizadores continúan redistribuyendo las tensiones y reduciendo la flexión local de la placa extrema favoreciendo una transmisión más uniforme del momento hacia la columna y preservando la integridad de la conexión.

Figura 77

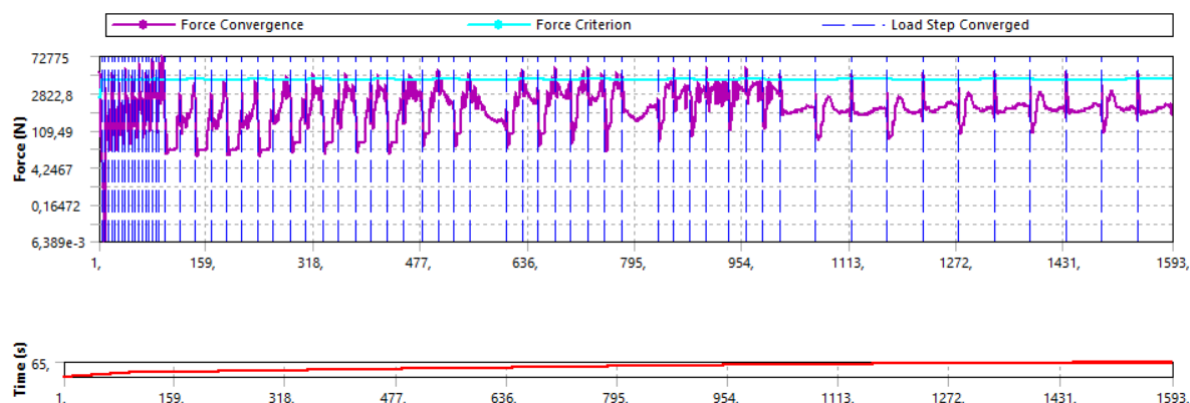
Curva de histéresis momento-rotación - conexión BSEEP con el acero A572



Nota: La respuesta momento-rotación presenta lazos de histéresis amplios, estables y simétricos característicos de una conexión con elevada capacidad de disipación de energía. En comparación con el modelo aplicado con acero ASTM A36 se observa un incremento de la capacidad resistente y una mayor rigidez inicial alcanzando un momento de 401.73 kN.m y una rotación de 0.06 rad.

Figura 78

Convergencia de fuerzas - Conexión BSEEP con acero A572



Nota: La gráfica de convergencia confirma nuevamente que el proceso iterativo alcanzó el equilibrio numérico y de igual forma demuestra que la discretización del modelo, los contactos y la configuración del algoritmo de Newton Raphson fueron adecuados para representar las no linealidades geométricas, de material y de contacto presentes en la conexión, así mismo la ausencia de divergencias o incrementos significativos en los residuos de fuerza respalda la confiabilidad de los resultados obtenidos y valida la configuración empleada para la simulación.

Con el propósito de evaluar el desempeño estructural de las conexiones resistentes a momento se presenta una tabla a continuación con los resultados obtenidos. Los aspectos que se consideraron fueron la ubicación de la rótula plástica, el mecanismo de transferencia de momento, la distribución de esfuerzos, la capacidad de disipación de energía, la degradación de rigidez, el comportamiento de los elementos de unión y el nivel de daño desarrollado durante la simulación.

Capítulo V

Análisis y discusión de los resultados

Resultados numéricos de cada conexión

En esta sección se presentan los resultados obtenidos del análisis no lineal de las 6 conexiones precalificadas evaluadas con los aceros ASTM A36 Y A572, se presentan los valores máximos de momento resistente y rotación alcanzados durante la aplicación del protocolo de carga cíclica y considerando que se obtuvo el momento máximo en la rótula plástica (véase Tabla 7).

Tabla 7

Resultados obtenidos de momento y rotación

Material	Criterio de evaluación	WUF-W	RBS	BFP	BUEEP	BSEEP	Double Tee
Acero ASTM A36	Momento máximo alcanzado en la rótula plástica [kN.m]	1938,13	236,41	352,95	292,28	306,93	451,43
	Rotación alcanzada [rad]	0,06	0,04	0,06	0,06	0,06	0,06
Acero ASTM A572	Momento máximo alcanzado en la rótula plástica [kN.m]	2049,04	306	456,87	388,5	401,73	557,06
	Rotación alcanzada [rad]	0,04	0,04	0,06	0,06	0,06	0,05

Nota: La Tabla muestra los resultados obtenidos para las seis conexiones precalificadas de momento-rotación bajo el protocolo de carga cíclica.

Comportamiento estructural de cada conexión

El comportamiento estructural de las conexiones precalificadas se evaluó mediante el análisis de la distribución de esfuerzos, la ubicación de las rótulas plásticas y la respuesta global obtenida durante la aplicación del protocolo de carga cíclica. Para cada modelo se verificó la formación de la rótula, la ubicación de las zonas de mayor concentración de

esfuerzos y el mecanismo de disipación de energía desarrollado durante el análisis no lineal como se muestra en la Tabla 8.

Tabla 8

Análisis de comportamiento estructural de conexiones

Criterio de evaluación	RBS	WUF-W	BFP	BUEEP	BSEEP	Double Tee
Ubicación de la rótula plástica	Se desarrolla en la región de reducción de sección de la viga, alejada de la columna y de las soldaduras.	Se forma en el extremo de la viga, muy próxima a la cara de la columna, concentran do deformaciones en las soldaduras.	Se localiza en el extremo de la viga, con plastificación parcial de las placas de los patines.	Se forma en el extremo de la viga y en la placa extrema debido a la flexión de la placa y la tracción de los pernos.	Se desarrolla en el extremo de la viga, alejándose parcialmente de la placa gracias al efecto de los rigidizadores.	Se concentra en el extremo de la viga y en las tees, donde se desarrollan las mayores deformaciones por flexión.
Mecanismo resistente	La reducción de sección disminuye la resistencia local de la viga y desplaza la plastificación fuera de la conexión.	Transmisión directa del momento mediante soldaduras de penetración completa en patines y alma.	El momento se transmite mediante placas empernadas en los patines y el alma transmite el esfuerzo cortante.	El momento es transferido mediante la flexión de la placa extrema (efecto T-Stub) y la tracción de los pernos.	Similar a la BUEEP, pero los rigidizadores incrementan la rigidez de la placa y redistribuyen los esfuerzos.	El momento es transmitido por la flexión de las tees y la acción conjunta de los pernos.
Distribución de esfuerzos	Los mayores esfuerzos se concentran en la región RBS, disminuyendo la demanda en la columna.	Elevadas concentraciones en las soldaduras y en la cara de la columna.	Distribución uniforme entre placas, pernos y viga.	Concentraciones de esfuerzo alrededor de los pernos superiores y de la placa extrema.	Distribución más uniforme gracias a los rigidizadores, reduciendo las concentraciones locales.	Los mayores esfuerzos se presentan en las tees y en los pernos que transfieren el momento.

Capacidad de disipación de energía	Muy alta, debido al desarrollo estable de la rótula plástica en la viga.	Buena, aunque limitada por las concentraciones de tensión en la unión soldada.	Alta, con comportamiento estable durante los ciclos de carga.	Alta, asociada a la plastificación de la placa extrema y de la viga.	Muy alta, favorecida por la elevada rigidez de la conexión y la plastificación controlada de la viga.	Alta, debido a la deformación progresiva de las tees y la redistribución de esfuerzos.
Degradación de rigidez	Gradual y controlada durante todo el análisis cíclico.	Moderada a alta conforme aumenta la plastificación de la zona soldada.	Moderada, manteniendo estabilidad durante los ciclos.	Mayor degradación por la flexión progresiva de la placa extrema.	Menor degradación inicial debido al efecto de los rigidizadores.	Moderada, asociada a la plastificación de las tees y del extremo de la viga.
Comportamiento de los pernos y soldaduras	Las soldaduras permanecen menos exigidas debido al desplazamiento de la rótula plástica.	Las soldaduras soportan la mayor demanda estructural.	Los pernos trabajan principalmente a tracción y las placas distribuyen adecuadamente las cargas.	Los pernos superiores desarrollan elevadas fuerzas de tracción y la placa trabaja a flexión.	Los rigidizadores reducen la demanda sobre los pernos y la placa extrema.	Los pernos trabajan conjuntamente con las tees para transmitir el momento y absorber deformaciones.
Nivel de daño esperado	Daño concentrado en la región RBS, preservando la conexión y la columna.	Daño localizado principalmente en soldaduras y extremo de la viga.	Daño distribuido entre placas y extremo de la viga, con baja afectación de la columna.	Daño localizado en la placa extrema, pernos y extremo de la viga.	Daño reducido en la conexión y concentrado principalmente en la viga.	Daño localizado en las tees estructurales y en el extremo de la viga.

Ventajas	Excelente desempeño sísmico, protege la columna y favorece el criterio columna fuerte-viga débil.	Geometría simple y elevada rigidez inicial.	Buena capacidad resistente, fácil reemplazo de componentes empernados y adecuada distribución de esfuerzos.	Alta resistencia y facilidad de montaje mediante conexiones empernadas.	Mayor rigidez, menor deformación de la placa y excelente comportamiento frente a cargas cíclicas.	Buena disipación de energía y facilidad de inspección y sustitución de componentes.
Desventajas	Requiere fabricación precisa de la reducción de sección y control de calidad durante el corte.	Elevada demanda sobre las soldaduras y mayor susceptibilidad a fallas frágiles.	Mayor número de componentes y montaje más complejo.	Elevada demanda sobre la placa extrema y los pernos superiores.	Mayor costo y complejidad constructiva debido a los rigidizadores.	Mayor cantidad de elementos y un proceso de fabricación más complejo.
Desempeño sísmico global	Excelente.	Bueno.	Muy bueno.	Muy bueno.	Excelente.	Muy bueno.

Capítulo VI

Conclusiones y recomendaciones

Conclusiones

- La simulación de la conexión Bolted Flange Plate demostró un comportamiento estable bajo carga cíclica alcanzando un momento máximo de 352.95 kN.m con el acero ASTM A36 y una rotación aproximada de ± 0.06 rad, la plastificación se concentró en la zona de la viga cerca de la conexión cumpliendo el criterio de columna fuerte-viga débil establecido por la AISC 358-22.
- La conexión Reduced Beam Section desarrolló la rótula plástica en la sección reducida de la viga, alejando las deformaciones de la cara de la columna, el modelo alcanzó rotaciones de ± 0.06 rad, valor superior al mínimo exigido para conexiones especiales a momento, lo que confirma su capacidad de disipación de energía mediante deformación plástica controlada.
- La conexión Welded Unreinforced Flange – Welded Web presentó una respuesta no lineal con distribución de esfuerzos concentrada en las alas soldadas de la viga, la simulación permitió verificar que la plastificación se desarrolló principalmente en la viga y no en el panel de la columna manteniendo la integridad global de la conexión durante los ciclos de carga impuestos, además alcanzó un momento de resistencia de 1938.13 kN.m con el acero ASTM A36 y una rotación aproximada de ± 0.06 .
- La conexión Double-Tee presentó un comportamiento estable bajo carga cíclica alcanzando un momento máximo de 451.43 kN·m y una rotación de 0.04 rad para el caso del acero ASTM A36. La respuesta momento-rotación evidenció una adecuada capacidad de disipación de energía y el desarrollo de plastificación sin comprometer la integridad de la columna.

- Las conexiones Bolted Unstiffened y Stiffened Extended End Plate alcanzaron momentos de 292.28 y 306.93 kN.m respectivamente, así como una rotación máxima de ± 0.06 rad para los dos casos con el acero ASTM A36, demostrando un comportamiento no lineal estable durante la aplicación del protocolo de carga cíclica. La plastificación se concentró principalmente en la viga mientras que la columna permaneció dentro del rango elástico verificando el mecanismo resistente previsto por la normativa.
- Finalmente, los resultados obtenidos mediante las simulaciones computacionales permitieron verificar que las seis conexiones precalificadas evaluadas desarrollaron un comportamiento estructural adecuado bajo la aplicación del protocolo de carga cíclica, en todos los modelos analizados se observó la formación de la rótula plástica en la viga mientras que la columna permaneció predominantemente en el rango elástico cumpliendo el principio de diseño de columna fuerte–viga débil establecido para sistemas resistentes a momento. En conjunto la validación computacional confirmó que las conexiones analizadas cumplen con los criterios de comportamiento establecidos en la AISC 358-22.

Recomendaciones

- Se recomienda realizar un análisis local del comportamiento mecánico de los pernos empleados en las conexiones estudiadas, si bien en el presente trabajo se evaluó el desempeño global de las conexiones mediante un análisis no lineal, un estudio con mayor nivel de detalle permitiría caracterizar la distribución de esfuerzos y deformaciones en cada perno, tomando en cuenta fenómenos como la concentración de tensiones, la interacción entre el vástago y las paredes del agujero, la pérdida de pretensión y los posibles mecanismos de falla por cortante, tracción o fatiga.

- Se recomienda también realizar un análisis de falla de soldaduras, evaluando la influencia de defectos de fabricación, esfuerzos residuales y fractura en la ZAC (zona afectada por el calor).
- Para complementar el análisis con distintos materiales se recomienda hacer una evaluación del comportamiento de las conexiones con otros aceros estructurales o materiales avanzados tales como aceros de alta resistencia o conexiones híbridas, con el fin de analizar la influencia en la capacidad resistente y la disipación de energía.
- Si bien en el presente trabajo se validaron cinco conexiones precalificadas contempladas en la norma AISC 358-22 la norma contiene otras configuraciones de conexiones con diferentes parámetros geométricos, mecanismos resistentes y varios niveles de complejidad. En este sentido se recomienda que futuras investigaciones amplíen el conocimiento mediante el análisis numérico o experimental con el fin de evaluar su comportamiento estructural y comparar su desempeño frente a cargas cíclicas y eventos sísmicos.

Referencias

American Institute of Steel Construction (AISC). (2022). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications* (ANSI/AISC 358-22). Chicago, IL: AISC.

American Institute of Steel Construction (AISC). (2022). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (ANSI/AISC 341-22). Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction. (2018). *Seismic design manual* (3rd ed.). American Institute of Steel Construction.

ANSYS, Inc. (2026). *ANSYS Mechanical APDL Element Reference*. ANSYS, Inc.

ANSYS, Inc. (2026). *ANSYS Meshing User's Guide* (Release 2026 R1). ANSYS, Inc.

ASTM International. (2019). *ASTM A36/A36M-19: Standard Specification for Carbon Structural Steel*. ASTM International.

ASTM International. (2021). *ASTM A572/A572M-21: Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural Steel*. ASTM International.

Bayat, K., & Shekastehband, B. (2019). *Seismic performance of beam to column connections with T-shaped slit dampers*. *Thin-Walled Structures*, 141, 28–46.

<https://doi.org/10.1016/j.tws.2019.04.010>

Beer, F. P., Johnston, E. R., DeWolf, J. T., & Mazurek, D. F. (2017). *Mecánica de materiales* (7ma ed.). México D.F., México: McGraw-Hill.

Budynas, R. G., & Nisbett, J. K. (2012). *Diseño en ingeniería mecánica de Shigley* (9na ed.). México D.F., México: McGraw-Hill.

Castañeda, A., & Mieles, Y. (2017). Visión general del comportamiento estructural de columnas, vigas, losas y edificios durante el terremoto de 2016 en Ecuador. *Revista ingeniería de construcción*, 32(3). <http://dx.doi.org/10.4067/S0718-50732017000300157>

Chen, C., Qiao, H., Wang, J., & Chen, Y. (2020). Progressive collapse behavior of joints in steel moment frames involving reduced beam section. *Engineering Structures*, 206, 111297. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111297>

Chen, W., Huang, J., Wang, J., & Wang, Z. (2021). Cyclic performance of double tee connections with short slotted holes. *Engineering Structures*, 244, 112789. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.02.030>

Computers and Structures, Inc. (2026). *SAP2000 (Version 27) [Software de computadora]*. Computers and Structures, Inc.

Cook, R. D., Malkus, D. S., Plesha, M. E., & Witt, R. J. (2002). *Concepts and applications of finite element analysis* (4ta ed.). Wiley.

Crisfield, M. A. (1991). *Non-Linear Finite Element Analysis of Solids and Structures. Volume 1: Essentials*. John Wiley & Sons.

Dassault Systèmes. (2023). *Abaqus documentation*. Dassault Systèmes Simulia Corp.

Dehghan, S. M., Najafgholipour, M. A., & Peykari, K., & (2020). *An alternative detail for continuity plates in steel beam to box-column moment-connections*. *Journal of Constructional Steel Research*, 167, 105952. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.105952>

Dong, L., Hongguang, X., Feng, Z., Shufeng, Z., Minjie, T., & Yao, W. (2026). From strength to repairability: Normalized performance metrics for welded, bolted and replaceable-fuse steel moment connections. *Applied Sciences*, 13(6), 2892. <https://doi.org/10.3390/app16062892>

Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2000). *FEMA 350: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*.

Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2001). *Report on the joint FEMA/AISC investigations on prequalified seismic connections*.

Ferreira, A. J. M., & Fantuzzi, N. (2020). *MATLAB codes for finite element analysis: Solids and structures* (2nd ed.). Springer.

Ghassemieh, M., Kheyroddin, A., & Ghasemzadeh, H. (2021). Effects of ductility and connection design on seismic responses of base-isolated steel moment-resisting frames. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 147, 106647.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106647>

Han, S. W., Moon, K. H., & Jung, J. (2014). Cyclic Performance of Welded Unreinforced Flange-Welded Web Moment Connections. *Earthquake Spectra*, 30(4), 1663–1681.
<https://doi.org/10.1193/080212EQS250M>

Lee, D., Lee, S., & Young, S. (2018). Evaluation of progressive collapse resistance of steel moment frames designed with different connection details using energy-based approximate analysis. *Sustainability*, 10(10), 3797. <https://doi.org/10.3390/su10103797>

Logan, D. L. (2016). *A first course in the finite element method* (6ta ed.). Cengage Learning.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI). (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente (NEC-SE-DS)*.

Pachoumis, D. T., Galoussis, E. G., Kalfas, C. N., & Christitsas, A. D. (2009). *Reduced beam section moment connections subjected to cyclic loading: Experimental analysis and*

FEM simulation. Engineering Structures, 31(1), 216–223.

<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.08.007>

Sato, A., Newell, J. D., & Uang, C.-M. (2008). *Cyclic behavior and seismic design of bolted flange plate steel moment connections*. Engineering Journal, 45(4), 221–232.

<https://doi.org/10.62913/engj.v45i4.946>

Sauter, F. (1995). El terremoto de Northridge, California del 17 de enero 1994: una evaluación crítica de la Estructuración sismorresistente. Revista Geofísica, 42, 31-48

United States Geological Survey (USGS). (1971). *Soft-story failure of Olive View Hospital during the San Fernando, California earthquake* [Fotografía]. Recuperado de ResearchGate.

Vizuite, V. (2011, 21 marzo). La informalidad en la construcción es el mayor riesgo en un terremoto. *Instituto Geofísico*. <https://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/381-la-informalidad-en-la-construcci%C3%B3n-es-el-mayor-riesgo-en-un-terremoto>