



**UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**DISEÑO SISMORRESISTENTE Y MODELACIÓN NUMÉRICA MEDIANTE ANÁLISIS
CBFEM DE CONEXIONES DE ESQUINA DE MARCOS ARRIOSTRADOS DISEÑADOS
SEGÚN NCH2369:25 Y AISC 341-16**

POR

Matías Fabián Matus Aguilera

Memoria de Título presentada a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Concepción para
optar al título profesional de Ingeniero Civil

Profesor Guía
Rodrigo Antonio Silva Muñoz

Agosto 2025
Concepción (Chile)

© 2025 Matías Fabián Matus Aguilera

© 2025 Matías Fabian Matus Aguilera

Se autoriza la reproducción total o parcial, con fines académicos, por cualquier medio o procedimiento, incluyendo la cita bibliográfica del documento.

DEDICATORIA

Este trabajo está dedicado a mi familia, en especial a mis padres, Sunilda y Gerardo, y a mi hermana, Yeraldin, quienes han sido mi principal apoyo y fuente de inspiración durante todo este recorrido. Agradezco profundamente su preocupación, los valores que me han transmitido, por enseñarme el valor del trabajo y, sobre todo, la confianza que han depositado en mí.

A mis amistades, con quienes viví innumerables momentos de diversión, preocupación y estudio. Aquellos que siempre fueron ayuda ante alguna incertidumbre y motivo de alguna risa en los momentos menos esperados y todos quienes estuvieron a mi lado durante todos estos años.

Finalmente, ante todo, a Dios por brindarme la fuerza, la paciencia y la claridad para alcanzar este logro. Gracias por iluminar mi camino en cada paso de este viaje, y por darme la oportunidad de estar en esta instancia.

RESUMEN

En la práctica nacional, el diseño de conexiones en estructuras de acero se realiza mayoritariamente mediante planillas de cálculo basadas en métodos convencionales, los cuales, aunque aceptados, presentan limitaciones al abordar configuraciones complejas y altamente solicitadas. Tal es el caso de las uniones viga-columna con doble arriostramiento en marcos arriostrados concéntricamente cuyo comportamiento estructural resulta difícil de predecir bajo metodologías simplificadas. Frente a esta situación, surge la necesidad de explorar herramientas computacionales avanzadas, como IDEA StatiCa, que mediante el método de elementos finitos basados en componentes permiten una caracterización detallada de los esfuerzos, deformaciones y modos de pandeo, bajo criterios normativos internacionales.

El objetivo de este trabajo fue verificar la consistencia entre los resultados obtenidos a través del diseño normativo conforme a la AISC 360-16 y AISC 341-16, y aquellos derivados del modelado en IDEA StatiCa. Para ello, se diseñaron y analizaron dos configuraciones: una conexión soldada y otra empernada, ambas modeladas en el software y comparadas con sus equivalentes calculadas manualmente. Posteriormente, se modificaron las placas gusset de ambas uniones con el fin de evaluar el efecto de la geometría en su comportamiento estructural.

Los resultados muestran que los enfoques normativos y computacionales entregan conclusiones coherentes respecto al desempeño global de las conexiones, aunque IDEA StatiCa ofrece un mayor nivel de detalle al identificar concentraciones locales de esfuerzos y deformaciones plásticas, lo que pone de manifiesto la capacidad del software para representar distribuciones de esfuerzos no idealizadas. Las modificaciones en la geometría de los gusset demostraron que su configuración influye de manera significativa y crucial en el comportamiento de las conexiones.

El estudio confirma que la normativa AISC constituye una base sólida para el diseño seguro de conexiones, pero que el uso complementario de IDEA StatiCa enriquece el análisis al entregar una visión más precisa del comportamiento estructural. Se plantea, por tanto, la conveniencia de una integración entre métodos tradicionales y herramientas computacionales avanzadas en la práctica profesional, con el fin de fortalecer la confiabilidad del diseño de conexiones de acero en contextos de alta demanda sísmica (diseño por capacidad) como el chileno.

ABSTRACT

In national practice, the design of steel structure connections is mostly carried out through calculation spreadsheets based on conventional methods, which, although accepted, present limitations when addressing complex and highly demanded configurations. Such is the case of beam-to-column double-bracing connections in concentrically braced frames, whose structural behavior is difficult to predict under simplified methodologies. Faced with this situation, the need arises to explore advanced computational tools, such as IDEA StatiCa, which, through the component-based finite element method, allow a detailed characterization of stresses, deformations, and buckling modes, under international normative criteria.

The objective of this work was to verify the consistency between the results obtained through normative design according to AISC 360-16 and AISC 341-16, and those derived from modeling in IDEA StatiCa. For this purpose, two configurations were designed and analyzed: a welded connection and a bolted connection, both modeled in the software and compared with their manually calculated equivalents. Subsequently, the gusset plates of both connections were modified in order to evaluate the effect of geometry on their structural behavior.

The results show that normative and computational approaches deliver consistent conclusions regarding the global performance of the connections, although IDEA StatiCa offers a higher level of detail by identifying local concentrations of stresses and plastic deformations, which highlights the software's ability to represent non-idealized stress distributions. The modifications in the geometry of the gussets demonstrated that their configuration significantly and crucially influences the behavior of the connections.

The study confirms that AISC standards constitute a solid basis for the safe design of connections, but that the complementary use of IDEA StatiCa enriches the analysis by providing a more accurate view of structural behavior. Therefore, the integration between traditional methods and advanced computational tools in professional practice is proposed, in order to strengthen the reliability of the design of steel connections in contexts of high seismic demand such as Chile.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1. Motivación	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1 Objetivo general	2
1.2.2 Objetivos específicos.....	2
1.3. Plan de trabajo	3
1.4. Principales resultados	3
1.5. Organización de la memoria de título	4
CAPÍTULO 2: DISPOSICIONES PARA EL DISEÑO TRADICIONAL DE CONEXIONES DE ACERO Y CRITERIOS DE DISEÑO DE IDEA STATICA	5
2.1. Introducción	5
2.2. Diseño de conexiones de acero	5
2.2.1 AISC 360-16	5
2.2.2 AISC 341-16	6
2.3. Criterios de diseño en IDEA StatiCa.....	6
2.3.1 Análisis por capacidad	6
2.3.2 Análisis de pandeo	7
2.3.3 Criterios de verificación	8
2.4. Conclusiones	8
CAPÍTULO 3: DEFINICIÓN DE LOS MODELOS DE ESTUDIO.....	9
3.1. Introducción	9
3.2. Estructura general.....	9
3.3. Diseño conexión doble diagonal soldada	11
3.4. Diseño conexión doble diagonal empernada.....	12
3.5. Modelado de conexiones en IDEA StatiCa.....	13
3.6. Conclusiones	16

CAPÍTULO 4: RESULTADOS DE CONEXIÓN SOLDADA Y EMPERNADA	17
4.1. Introducción	17
4.2. Conexión soldada	17
4.2.1 Resultados por normativa AISC 360-16 y AISC 341-16.....	17
4.2.2 Resultados por IDEA StatiCa.....	20
4.2.3 Comparación de resultados	28
4.3. Conexión empernada.....	30
4.3.1 Resultados por normativa AISC 360-16 y AISC 341-16.....	30
4.3.2 Resultados por IDEA StatiCa.....	32
4.3.3 Comparación de resultados	42
4.4. Conclusiones	45
CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE CONEXIONES CON PLACAS GUSSET MODIFICADAS	46
5.1. Introducción	46
5.2. Conexión soldada modificada	46
5.3. Conexión empernada modificada.....	49
5.4. Conclusión.....	51
CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES.....	52
REFERENCIAS	54
ANEXO 1.1 CONTRIBUCIÓN A LOS OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE....	55
ANEXO 3.1 MEMORIA DE CÁLCULO PARA EL DISEÑO DE CONEXIONES VIGA A COLUMNA CON DOBLE ARRIOSTRAMIENTO	56
ANEXO 4.1 INFORME DE SOLDADURAS PARA CONEXIÓN SOLDADA ENTREGADO POR IDEA STATICA.....	157
ANEXO 4.2 INFORME DE SOLDADURAS PARA CONEXIÓN EMPERNADA ENTREGADO POR IDEA STATICA.....	159

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4-1 Estados límites para conexión soldada según normativa AISC.....	19
Tabla 4-2 Factor de utilización para soldaduras modelo de conexión soldada	27
Tabla 4-3 Factor de utilización en soldaduras de conexión soldada	28
Tabla 4-4 Estados límites para conexión empernada según normativa AISC	30
Tabla 4-5 Factor de utilización para soldaduras modelo de conexión empernada.....	39
Tabla 4-6 Factor de utilización en pernos de conexión empernada	42
Tabla 4-7 Factor de utilización en soldaduras de conexión empernada.....	44

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Diagrama esfuerzo - deformación.....	6
Figura 2.2 Factor crítico de pandeo para efectos despreciables	7
Figura 3.1 Unión JT-2 a diseñar.....	10
Figura 3.2 Caso de diseño 1, con cargas C1(a) y C1(b) respectivamente.....	10
Figura 3.3 Caso de diseño 2, con cargas C2(a) y C2(b) respectivamente.....	11
Figura 3.4 Geometría y diseño de conexión soldada	11
Figura 3.5 Geometría y diseño de conexión empernada	12
Figura 3.6 Modelado de conexión soldada en IDEA StatiCa	13
Figura 3.7 Modelado de conexión empernada en IDEA StatiCa	14
Figura 3.8 Recortes en gusset para conexión empernada modificada.....	15
Figura 3.9 Modelado de conexión soldada modificada en IDEA StatiCa	15
Figura 3.10 Modelado de conexión empernada modificada en IDEA StatiCa	16
Figura 4.1 Interfaz de fuerzas para el caso de diseño 1, conexión soldada.....	18
Figura 4.2 Interfaz de fuerzas para el caso de diseño 2, conexión soldada.....	18
Figura 4.3 Verificación general modelo de conexión soldada	20
Figura 4.4 Diagrama de esfuerzos modelo de conexión soldada para carga C1(a)	21
Figura 4.5 Diagrama de esfuerzos modelo de conexión soldada para carga C1(b)	22
Figura 4.6 Diagrama de esfuerzos modelo de conexión soldada para carga C2(a)	22
Figura 4.7 Diagrama de esfuerzos modelo de conexión soldada para carga C2(b)	23
Figura 4.8 Verificación de deformación modelo de conexión soldada para carga C2(a)	24
Figura 4.9 Deformación plástica modelo de conexión soldada para caso de carga C1(a).....	24
Figura 4.10 Deformación plástica modelo de conexión soldada para caso de carga C1(b).....	25
Figura 4.11 Deformación plástica modelo de conexión soldada para caso de carga C2(a).....	25
Figura 4.12 Deformación plástica modelo de conexión soldada para caso de carga C2(b).....	25
Figura 4.13 Primeros 2 modos de pandeo modelo de conexión soldada para caso de carga C1(a)...	26
Figura 4.14 Primeros 2 modos de pandeo modelo de conexión soldada para caso de carga C2(a)...	27
Figura 4.15 Factor de utilización en soldaduras de conexión soldada	29
Figura 4.16 Interfaz de fuerzas para el caso de diseño 1, conexión empernada	31
Figura 4.17 Interfaz de fuerzas para el caso de diseño 2, conexión empernada	32
Figura 4.18 Verificación general modelo de conexión empernada.....	33
Figura 4.19 Diagrama de esfuerzos modelo de conexión empernada para carga C1(a)	34

Figura 4.20 Diagrama de esfuerzos modelo de conexión empernada para carga C1(b)	34
Figura 4.21 Diagrama de esfuerzos modelo de conexión empernada para carga C2(a)	35
Figura 4.22 Diagrama de esfuerzos modelo de conexión empernada para carga C2(b)	35
Figura 4.23 Verificación de deformación modelo de conexión empernada para carga C2(b).....	36
Figura 4.24 Deformación plástica modelo de conexión empernada para caso de carga C1(a).....	36
Figura 4.25 Deformación plástica modelo de conexión empernada para caso de carga C1(b)	37
Figura 4.26 Deformación plástica modelo de conexión empernada para caso de carga C2(a).....	37
Figura 4.27 Deformación plástica modelo de conexión empernada para caso de carga C2(b)	37
Figura 4.28 Primeros dos modos de pandeo modelo de conexión empernada para caso de carga C1(a)	38
Figura 4.29 Primeros dos modos de pandeo modelo de conexión empernada para caso de carga C2(a)	39
Figura 4.30 Informe para pernos de IDEA StatiCa para conexión empernada.....	40
Figura 4.31 Numeración de pernos en placa conectora superior	41
Figura 4.32 Numeración de pernos en placa conectora inferior	41
Figura 4.33 Factor de utilización en pernos de conexión empernada	43
Figura 4.34 Factor de utilización en soldaduras de conexión empernada.....	44
Figura 5.1 Verificación general modelo de conexión soldada modificada	46
Figura 5.2 Diagrama de esfuerzos modelo de conexión soldada modificada para carga C2(a).....	47
Figura 5.3 Deformación plástica modelo de conexión soldada modificada para caso de carga C2(b)	48
Figura 5.4 Primer modo de pandeo modelo de conexión soldada para caso de carga C1(a)	48
Figura 5.5 Verificación general modelo de conexión empernada modificada.....	49
Figura 5.6 Verificación de deformación modelo de conexión empernada modificada para carga C2(a)	50
Figura 5.7 Deformación plástica modelo de conexión empernada modificada para caso de carga C2(a)	50
Figura 5.8 Diagrama de esfuerzos modelo de conexión empernada modificada para carga C2(a) ...	51

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

En la práctica nacional, el diseño de conexiones en estructuras de acero se realiza mediante extensas hojas de cálculo que emplean métodos convencionales y suposiciones geométricas simplificadas para evaluar las solicitaciones. Aunque este procedimiento es aceptado, presenta notorias limitaciones al abordar configuraciones estructurales complejas. En estos casos, las interacciones entre esfuerzos axiales, cortantes y momentos no se distribuyen de manera uniforme ni predecible, lo que dificulta su evaluación precisa. Una de las principales razones por las que aún se recurre a métodos manuales es que los programas de uso más extendidos en Chile están orientados al análisis global de la estructural, sin proporcionar herramientas específicas, precisas, ni suficientemente detalladas para el diseño y la evaluación de conexiones. Esta carencia ha provocado una brecha significativa en los procesos de automatización del diseño estructural, especialmente en lo que respecta a conexiones.

Las conexiones en marcos arriostrados concéntricamente; SCBF según sus iniciales en inglés, en específico, la conexión viga a columna con doble arriostamiento representa una configuración estructural de alta complejidad, debido a esto, predecir su comportamiento se hace muy difícil por medio de métodos tradicionales siendo necesario recurrir a herramientas de análisis más avanzadas. En respuesta a esta problemática, surge IDEA StatiCa, un software especializado en el diseño y evaluación de conexiones en estructuras de acero. Considera aspectos clave como deformaciones, distribución no lineal de esfuerzos, verificación de falla y pandeo local; permitiendo una evaluación precisa del comportamiento de la conexión. El programa trabaja mediante el *Component-based finite element method* (análisis por elementos finitos basados en el método de las componentes; CBFEM según sus iniciales en inglés) y permite la verificación por normativas establecidas por instituciones como el *American Institute of Steel Construction* (Instituto Americano de la Construcción en Acero; AISC según sus iniciales en inglés). Esta situación adquiere aún mayor relevancia al considerar las exigencias de desempeño sísmico establecidas en la norma NCh2369:2025, donde se especifica el diseño por capacidad para arriostamientos sismorresistentes.

El ANEXO 1.1 Contribución a los objetivos de desarrollo sostenible muestra la contribución de la Memoria de Título a los Objetivos de Desarrollo Sostenible.

1.2. Objetivos

1.2.1 Objetivo general

El objetivo fue verificar la consistencia entre los resultados de diseño por capacidad de conexiones de acero SCBF, en específico, viga a columna con doble arriostramiento, calculadas conforme a las *Specification for Structural Steel Buildings 2016* (Especificaciones para Construcciones de Acero; AISC 360-16), comparadas con los resultados obtenidos a partir del modelado de dichas conexiones en IDEA StatiCa.

1.2.2 Objetivos específicos

- 1) Diseñar una conexión viga a columna con doble arriostramiento, en específico, con los arriostramientos soldados a las placas gusset, mediante la normativa AISC 360-16 complementada con las *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings 2016* (Disposiciones sísmicas para Construcciones de Acero; AISC 341-16).
- 2) Diseñar conexión viga a columna con doble arriostramiento, con los arriostramientos emperrados a las placas gusset mediante placas conectoras, siguiendo los criterios de diseño establecidos por la AISC 360-16 y AISC 341-16.
- 3) Modelar ambas conexiones en IDEA StatiCa y comparar sus resultados con los obtenidos mediante el método tradicional de diseño.
- 4) Comparar mediante IDEA StatiCa el comportamiento de la conexión emperrada modificando sus placas gusset rectangulares, tradicionalmente usadas en la industria nacional, por unas recortadas.
- 5) Analizar cambios en el comportamiento de la conexión soldada al cambiar sus gusset recortados por unos rectos, esto mediante el modelado en IDEA StatiCa.

1.3. Plan de trabajo

El desarrollo de este trabajo se dividió en seis etapas:

- 1) Diseño por capacidad de conexiones viga a columna con doble arriostramiento, soldada y empernada a sus placas gusset respectivamente, mediante creación de planillas de cálculo, utilizando sus respectivas normativas.
- 2) Modelado de las conexiones anteriormente mencionadas en IDEA StatiCa.
- 3) Recopilación de resultados de ambos modelos: esfuerzos en sus elementos, solicitaciones en soldaduras y pernos, deformaciones y factores de pandeo local.
- 4) Comparación de los estados límites (ϕR_n) obtenidos a través de la normativa con los estados límites entregados por el software por medio de factores de utilización en los criterios que sea posible.
- 5) Modelamiento de conexión empernada con recortes en los gusset en IDEA StatiCa.
- 6) Comparación de resultados obtenidos en la conexión empernada con recortes en los gusset y conexión empernada con gusset rectangulares.
- 7) Modelamiento de conexión soldada con gusset rectangulares en IDEA StatiCa.
- 8) Comparación de resultados obtenidos en la conexión soldada con gusset rectangulares y conexión soldada con gusset recortados.

1.4. Principales resultados

En el caso de la conexión soldada, ambos enfoques coincidieron en verificar la suficiencia del diseño desde una perspectiva global. No obstante, el software evidenció con mayor claridad la localización de esfuerzos críticos y deformaciones, alcanzando factores de utilización cercanos al 95% en soldaduras. Este hallazgo permitió constatar que, si bien la normativa asegura la seguridad estructural, el método computacional entrega una visión más precisa de las zonas más exigidas de la conexión.

Por su parte, la conexión empernada mostró también una alta coherencia entre los resultados normativos y los obtenidos con el software, aunque se observaron diferencias en la distribución interna de solicitaciones. IDEA StatiCa identificó pernos con utilización cercana al 100%, lo que refleja un

diseño altamente optimizado, mientras que el cálculo normativo, al suponer una distribución más idealizada de cargas, arrojó valores algo más holgados. Este contraste permitió evidenciar que el software representa con mayor fidelidad el comportamiento real de la red de pernos, entregando información valiosa para ajustes de diseño más seguros y realistas.

Respecto a las conexiones modificadas, los resultados demostraron que la geometría de las placas gusset ejerce una influencia determinante en el desempeño estructural. En el caso de la conexión empernada con los gusset recortados, se observó un peor desempeño general de la conexión, incluyendo mayores deformaciones, esfuerzos; falla en pernos y peor factor crítico de pandeo. En el caso de la conexión soldada con los gusset rectos, el comportamiento general fue similar solo presentando una variación de un 5% en un cordón de soldadura. Estos resultados refuerzan la importancia de un diseño adecuado de las placas gusset como elemento clave en el desempeño de conexiones sismorresistentes.

En síntesis, los resultados obtenidos confirman que la normativa AISC constituye una base sólida y confiable para el diseño de conexiones en acero, pero también que el uso complementario de IDEA StatiCa ofrece un nivel de detalle superior en la caracterización del comportamiento estructural.

1.5. Organización de la memoria de título

El documento se organiza en seis capítulos. En el Capítulo 1 se indica la motivación, los objetivos generales y específicos, el plan de trabajo y los principales resultados obtenidos. En el Capítulo 2 se presentan las disposiciones normativas relacionadas con el diseño de conexiones, en específico para la conexiones SCBF, además se mencionan los criterios utilizados por IDEA StatiCa en su verificación. En el Capítulo 3 se detallan los diferentes modelos de estudio con sus respectivas características. En el Capítulo 4 se exponen los resultados obtenidos de la conexión soldada y empernada, tanto para su cálculo normativo como los entregados por el software. En el Capítulo 5 se exponen las principales diferencias entre los modelos al realizar cambios en la geometría de sus placas gusset. Finalmente, en el Capítulo 6 se presentan las conclusiones del estudio, se realiza una discusión de los resultados obtenidos, se indican las principales observaciones del trabajo junto con sus limitaciones y se sugieren futuros estudios a realizar dentro de la misma línea de investigación.

CAPÍTULO 2: DISPOSICIONES PARA EL DISEÑO TRADICIONAL DE CONEXIONES DE ACERO Y CRITERIOS DE DISEÑO DE IDEA STATICA

2.1. Introducción

En el presente capítulo se abordan las principales disposiciones normativas que regulan el diseño de conexiones en estructuras de acero, particularmente aquellas correspondientes a la unión viga a columna con doble arriostramiento. Para tal efecto, se examinan normativas aplicables al diseño estructural de este tipo de conexiones, incluyendo el diseño mediante análisis por capacidad. Adicionalmente, se incorpora una descripción del software IDEA StatiCa, herramienta computacional empleada para el análisis detallado de las conexiones, poniendo especial énfasis en la naturaleza de los procedimientos de análisis que desarrolla y en los criterios de verificación estructural que implementa.

2.2. Diseño de conexiones de acero

El diseño de conexiones de acero en Chile se realiza mediante la normativa nacional NCh427/1, la cual corresponde a una adaptación del manual AISC 360-10, conservando inclusive la misma numeración de capítulos y secciones. En la práctica nacional se acepta el uso de disposiciones AISC más nuevas a la 2010, por ello, en la presente memoria se utilizan los criterios establecidos por en las normativas AISC 360-16 y AISC 341-16.

2.2.1 AISC 360-16

Establece los lineamientos para el diseño de estructuras de acero, incluyendo el diseño por factores de carga y resistencia, LRFD según sus iniciales en inglés, método utilizado en esta memoria. En el contexto del presente estudio, adquieren especial relevancia los capítulos A, B y C, que definen los principios generales de diseño; el Capítulo J, relativo a las conexiones, con énfasis en las secciones J2 para soldaduras, J3 para pernos y J4 para la resistencia de diseño; así como el Capítulo E, orientado al dimensionamiento de los elementos comprimidos.

2.2.2 AISC 341-16

Adquiere particular importancia el diseño por capacidad, enfoque aplicado en este estudio. Este método establece que los elementos del sistema resistente deben dimensionarse de forma que la disipación de energía ocurra en zonas definidas y con un comportamiento dúctil. Para ello, se emplea la capacidad esperada del perfil, considerando un factor de sobre resistencia del acero, lo que asegura que la falla se produzca en el miembro principal previsto y no en la conexión.

Está orientada al diseño y construcción de estructuras de acero en regiones de alta sismicidad, complementa a la AISC 360-16 mediante la incorporación de criterios adicionales de ductilidad, resistencia y disipación de energía, con el objetivo de garantizar un adecuado desempeño estructural frente a eventos sísmicos de gran magnitud.

2.3. Criterios de diseño en IDEA StatiCa

2.3.1 Análisis por capacidad

Para este tipo de análisis, el diagrama esfuerzo-deformación es modificado para los elementos disipativos asignados, como se muestra en la Figura 2.1.

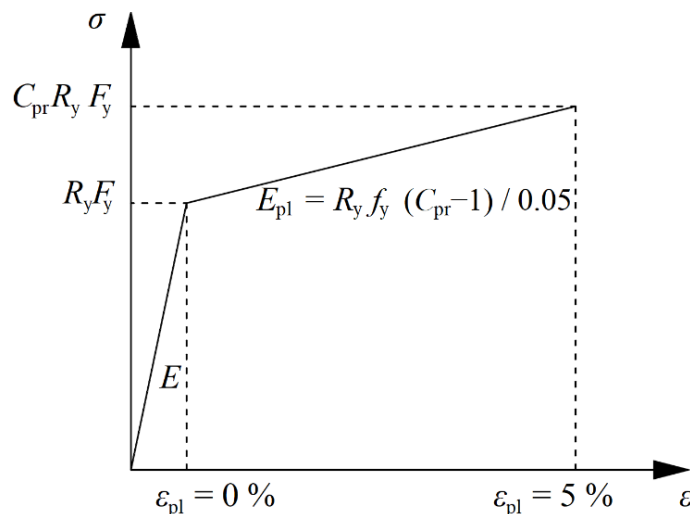


Figura 2.1 Diagrama esfuerzo – deformación

Fuente: IDEA StatiCa. (2025).

IDEA StatiCa se apoya de la norma AISC 341-16, asignando dos factores a la resistencia a la fluencia del elemento disipativo:

- R_y : Factor de sobre resistencia (AISC 341-16, Tabla A3.1)
- $C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2 \cdot F_y} \leq 1.2$

Además, la resistencia última del elemento disipativo se incrementa mediante el factor R_t , relación entre la resistencia a la tracción probable y mínima, obtenido de la AISC 341-16, Tabla 3.1.

2.3.2 Análisis de pandeo

IDEA StatiCa hace un análisis de pandeo local el cual se aplica a placas individuales. En el análisis asigna un factor crítico de pandeo para cada forma de pandeo. Según el software los efectos del pandeo local se consideran despreciables cuando el factor crítico cumple los requisitos de la Figura 2.2, los cuales son:

- ≥ 2 - en caso de placa con soporte de 4 lados
- ≥ 3 - en caso de placa con soporte de 3 lados
- ≥ 4 - en caso de placa con soporte de 2 lados (vecinos)
- ≥ 15 - en caso de placa con soporte de 2 lados (opuestos)

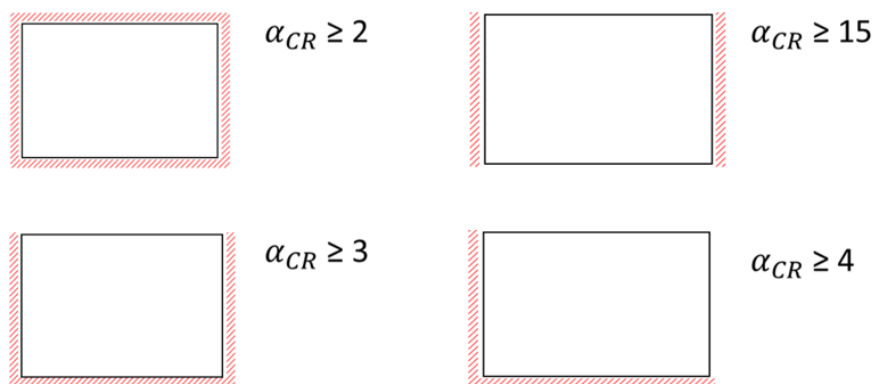


Figura 2.2 Factor crítico de pandeo para efectos despreciables

2.3.3 Criterios de verificación

La comprobación de una unión se basa en la comprobación de todas las componentes de la unión, estos componentes pueden ser pernos, soldaduras, perfiles y placas. Cada componente, a excepción de los pernos, se representa mediante un análisis de elementos finitos, creando un mallado individual que permite capturar de manera precisa el comportamiento local de la unión.

El comportamiento del material se basa en el criterio de fluencia de von Mises, supone que el material es elástico hasta antes de alcanzar la resistencia a la fluencia de diseño.

El estado límite último se establece en función de la deformación plástica principal de membrana, considerando como umbral un 5% de deformación. Este valor, propuesto en el Eurocódigo (EN 1993-1-5; Apéndice C), tiene como finalidad limitar deformaciones excesivas que puedan afectar la capacidad portante y la seguridad de la conexión.

Por otro lado, el estándar AISC 360-16 adopta un enfoque distinto para determinar la resistencia de la unión, definiéndola en función del momento máximo obtenido en la curva momento-rotación, o, en ausencia de un valor pico, mediante el momento asociado a una rotación de 0,02 rad. Esta resistencia es prácticamente igual a la resistencia a la flexión determinada al limitar la deformación plástica al 5%.

2.4. Conclusiones

Este capítulo se revisó el marco normativo y conceptual que sustenta el diseño y verificación de conexiones SCBF, entre ellas la conexión viga a columna con doble arriostramiento. Se revisaron las disposiciones más relevantes de la AISC 360-16 y la AISC 341-16, así como el principio de diseño por capacidad.

Además, se indago en los criterios de análisis implementados en el software IDEA StatiCa, con énfasis en el método CBFEM, en la aplicación del límite del 5% de deformación plástica como estado límite último y su criterio en el análisis de pandeo local.

CAPÍTULO 3: DEFINICIÓN DE LOS MODELOS DE ESTUDIO

3.1. Introducción

En este capítulo se exponen los distintos diseños de conexiones considerados para el análisis. Inicialmente, se describe el modelo estructural general del edificio, del cual se selecciona la unión objetivo de estudio. A continuación, se presentan los diseños de la conexión, acompañados de su correspondiente modelación en IDEA StatiCa. Por último, se detallan las variantes de modelación que incorporan ajustes en los gusset de las conexiones soldadas y empernada, con el propósito de evaluar su comportamiento.

3.2. Estructura general

La conexión consiste en el diseño de la unión JT-2 con la utilización de arriostramientos HSS circulares en un marco arriostrado concéntricamente, tal como se puede apreciar en la Figura 3.1. En particular, este posee diagonales de diferente sección en la parte superior e inferior, generando así un diseño no simétrico. Conexión extraída del ejemplo 5.3.9 del AISC Seismic Design Manual (3er ed).

La memoria de cálculo correspondiente a los diseños de conexión de la unión JT-2 se adjunta en el ANEXO 3.1 Memoria de cálculo para el diseño de conexiones viga a columna con doble arriostramiento

Los casos de cargas corresponden a lo estipulado en la sección F2.3(a) y F2.3(b) de la AISC 341-16, generando de esta forma cuatro casos de cargas. Dichas secciones estipulan los siguiente:

- F2.3(a): Un análisis en el que se supone que todos los arriostramientos resisten fuerzas correspondientes a su resistencia esperada en compresión o en tensión.
- F2.3(b): Un análisis en el que se supone que todos los arriostramientos en tensión resisten fuerzas correspondientes a su resistencia esperada y que todos los arriostramientos en compresión resisten su resistencia esperada tras el pandeo.

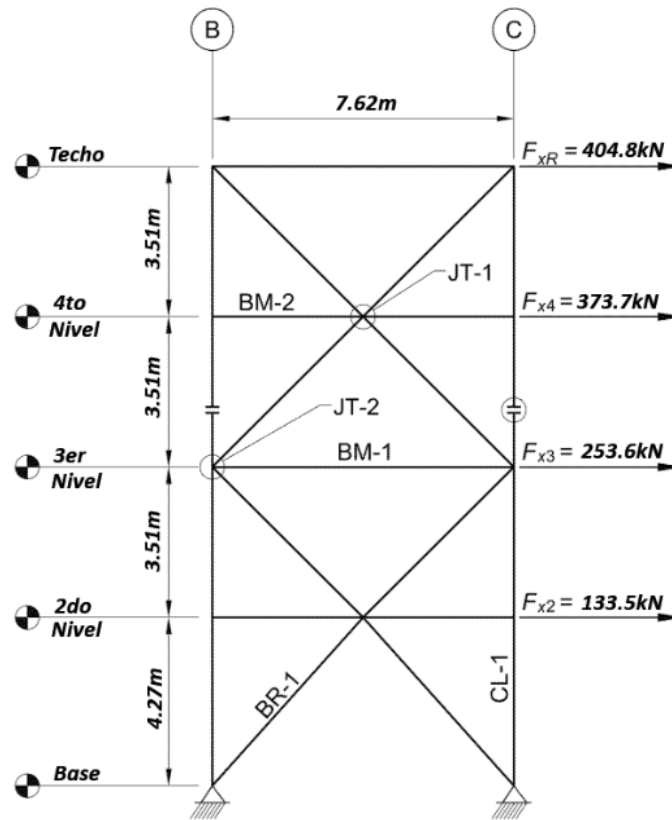


Figura 3.1 Unión JT-2 a diseñar
Fuente: Seismic Design Manual. (3er ed.).

Por ello, se consideró dos casos de diseño, uno para cada arriostramiento, los cuales a su vez contemplan dos casos de carga, en la Figura 3.2 se muestra el caso de diseño 1 y en la Figura 3.3 se muestra el caso de diseño 2.

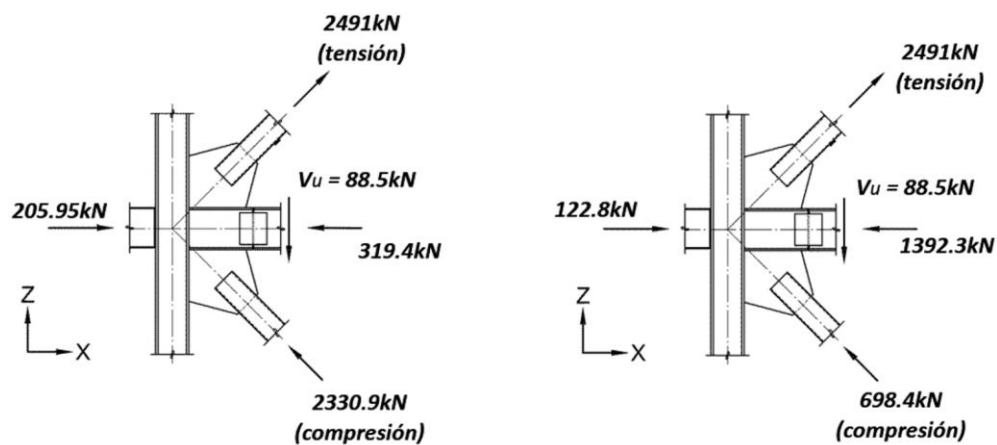


Figura 3.2 Caso de diseño 1, con cargas C1(a) y C1(b) respectivamente

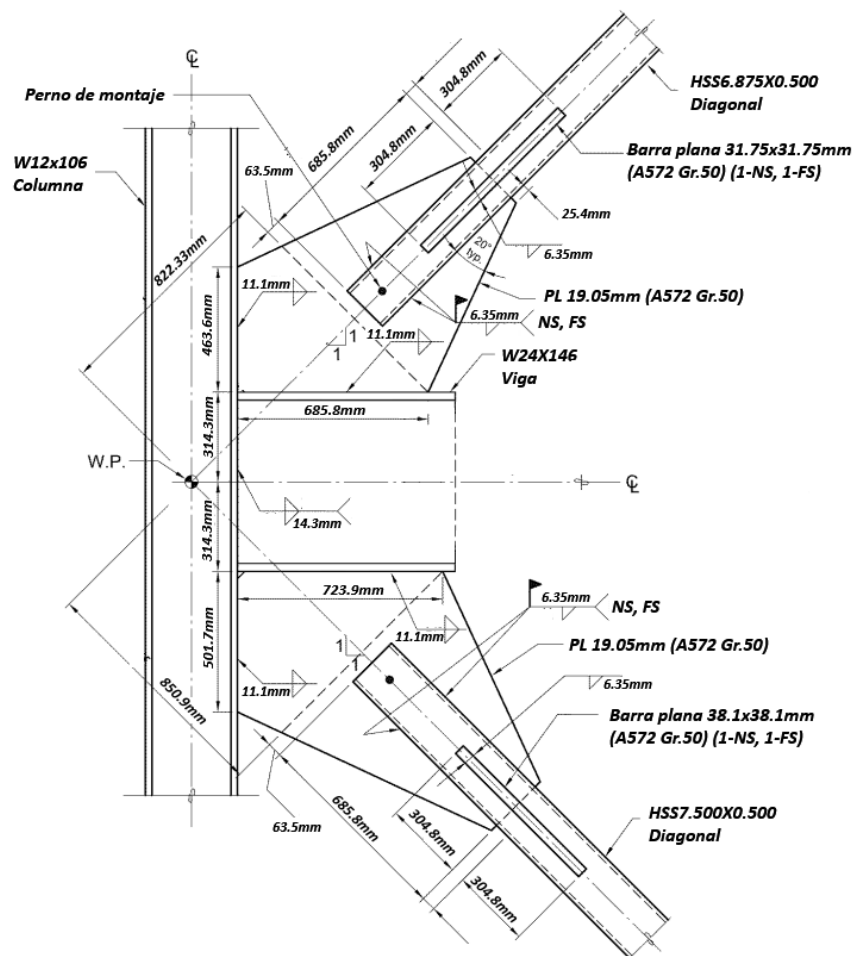
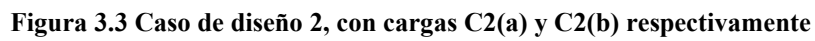


Figura 3.4 Geometría y diseño de conexión soldada

3.4. Diseño conexión doble diagonal emperrada



La columna es un perfil W12x106 (A913 Gr.65), la viga W24x146 (A992), la diagonal superior es HSS6.875x0.500 (A500 Gr.C) y la inferior HSS 7.500x0.500 (A500 Gr.C). Las placas gusset y las barras de refuerzos son de acero A752 Gr.50, los pernos son tipo A325 con condición de rosca incluida en el plano de corte; y todas las soldaduras son con electrodos E70XX. La disposición se muestra en la Figura 3.5.

3.5. Modelado de conexiones en IDEA StatiCa

Una vez ya realizados los diseños y teniendo sus respectivas geometrías, tal como se aprecian en las Figura 3.4 y Figura 3.5, se procede a modelar las conexiones en IDEA StatiCa teniendo en cuenta todas las consideraciones, tales como: asignación de normativa (AISC 360-16 (LRFD)), tipo de análisis (diseño por capacidad), materialidad de los elementos, asignación de elementos disipativos y asignación de cargas.

En la Figura 3.6 y Figura 3.7 se muestran ya modeladas estas conexiones con todas sus consideraciones ya asignadas.

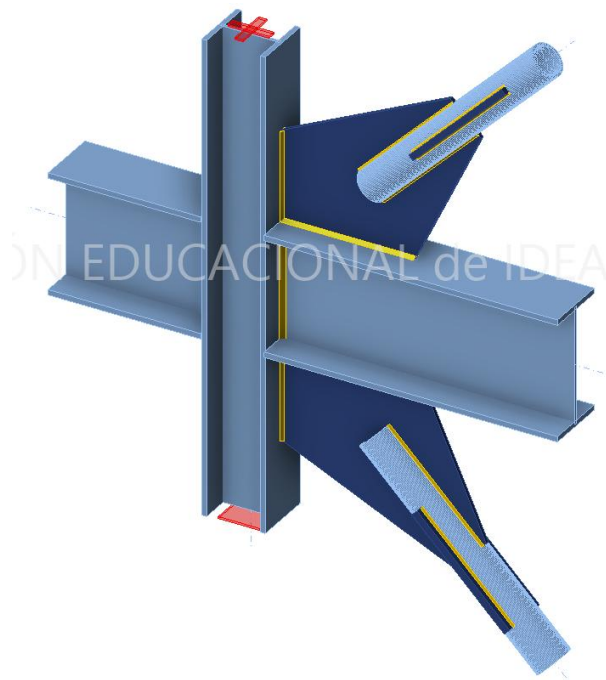


Figura 3.6 Modelado de conexión soldada en IDEA StatiCa

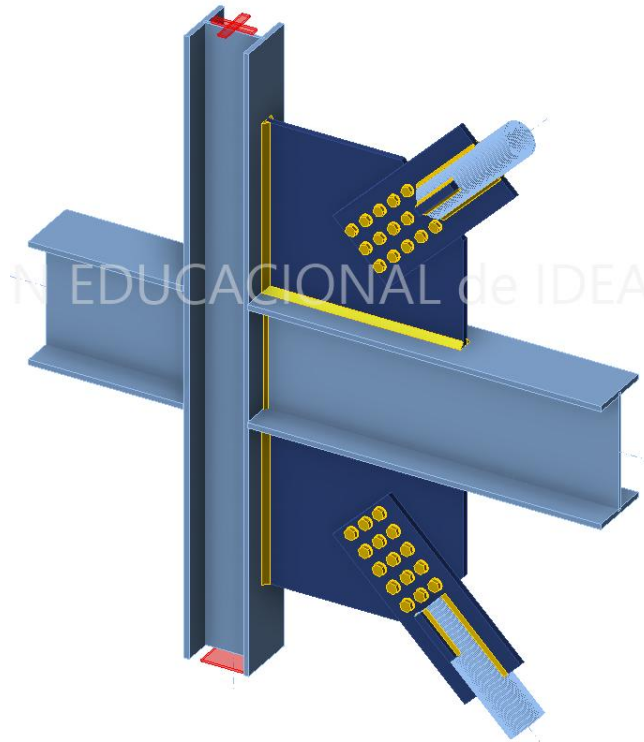


Figura 3.7 Modelado de conexión empernada en IDEA StatiCa

Finalmente, con el fin de analizar el comportamiento de las conexiones ante un eventual cambio en su geometría, se modifican ambos diseños y se modelan en IDEA StatiCa. En ambos casos se modifican las placas gusset, en la conexión soldada se dejan estas placas rectas, eliminando los recortes y conservando todas las demás características de la conexión.

En el caso de la conexión empernada se recortan ambos gusset, para ello se optó por una configuración tradicional, utilizando 30° desde la primera fila de pernos. Además, considerando que son diagonales sismorresistentes de marcos arriostrados, a fin de cuidar la geometría del gusset y que sea capaz de acomodar el giro plástico derivado del pandeo fuera del plano de la diagonal sin presentar fallas frágiles se deja una distancia de dos veces el ancho de la placa entre el extremo de la placa conectora y la esquina reentrante de la placa gusset en el encuentro con otros elementos, de manera que desarrolle una rótula recta dentro del gusset.

La Figura 3.8 muestra de manera grafica estos recortes (sección achurada), se puede notar que los recortes son simétricos en ambas placas gusset. El modelado de las de conexiones soldada y empernada ya modificadas se muestra en las Figura 3.9 y Figura 3.10 respectivamente.

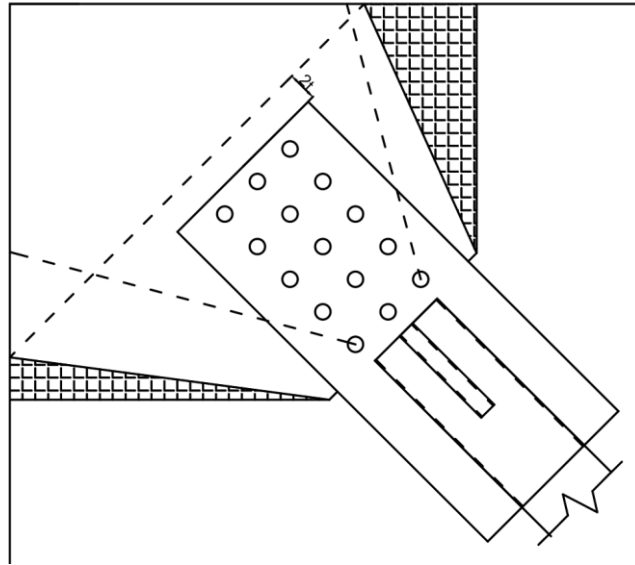


Figura 3.8 Recortes en gusset para conexión empernada modificada

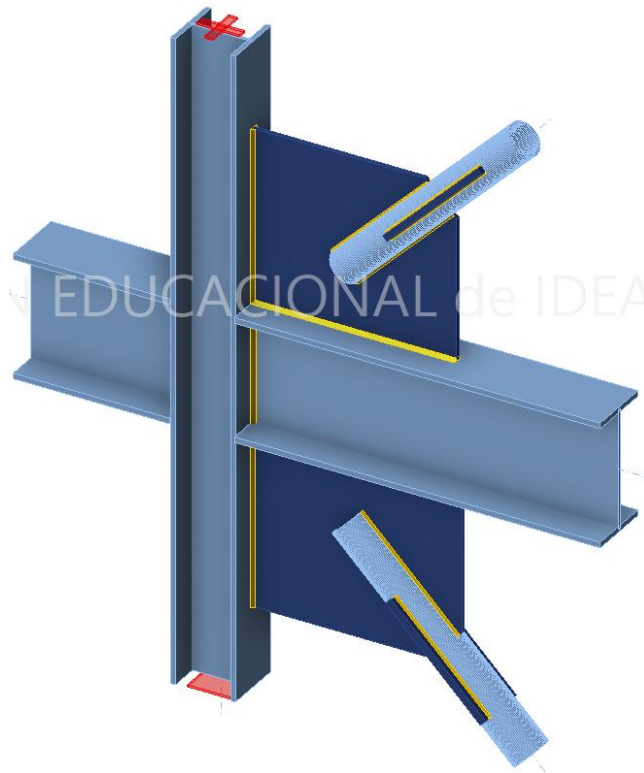


Figura 3.9 Modelado de conexión soldada modificada en IDEA StatiCa

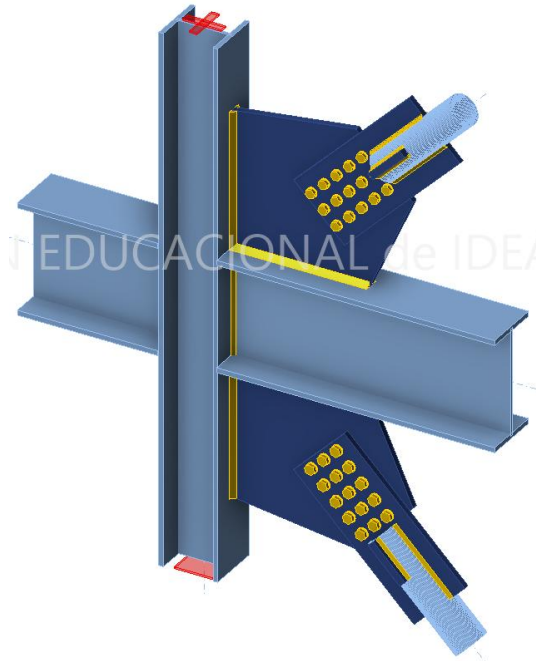


Figura 3.10 Modelado de conexión empornada modificada en IDEA StatiCa

3.6. Conclusiones

En este capítulo se presentaron los dos diferentes diseños de conexión viga-columna con doble arriostramiento, abordando así los dos primeros objetivos específicos de esta memoria. Dichos objetivos consisten en desarrollar una conexión soldada y otra empornada, ambas conforme a los lineamientos de la normativa AISC 360-16.

Del mismo modo, se expusieron modelos con modificaciones adicionales, en específico sus placas gusset, como etapa previa al desarrollo de los siguientes objetivos de la memoria, orientados a la comparación y análisis de los resultados obtenidos en cada diseño. En esta línea, el capítulo posterior se dedica a la discusión de los resultados correspondientes a los dos primeros modelos.

CAPÍTULO 4: RESULTADOS DE CONEXIÓN SOLDADA Y EMPERNADA

4.1. Introducción

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos para el diseño de las conexiones soldada y empernada, considerando tanto el cálculo normativo de la AISC como el análisis realizado mediante el software IDEA StatiCa.

En el caso de los resultados normativos, se detallan las interfaces de fuerzas en las placas gusset según cada caso de diseño, junto con la verificación de los distintos estados límite de la conexión. Por su parte, los resultados generados en IDEA StatiCa incluyen diagramas de esfuerzos y deformaciones, así como la evaluación del factor de utilización de soldaduras y pernos, además de los factores críticos de pandeo local.

Finalmente, se lleva a cabo una comparación entre los resultados normativos y los obtenidos mediante software, con el fin de contrastar el desempeño de ambos enfoques.

4.2. Conexión soldada

4.2.1 Resultados por normativa AISC 360-16 y AISC 341-16

En el método de cálculo tradicional se aplica el método de la fuerza uniforme (MFU), con la finalidad de obtener una representación de las fuerzas internas que actúan sobre la placa gusset. A partir de este procedimiento, se consideraron los dos casos de diseño, generando para cada uno de ellos su correspondiente interfaz de fuerzas.

La Figura 4.1 y Figura 4.2 muestran las fuerzas que actúan sobre el gusset para el caso de diseño uno y dos respectivamente. Sumado a lo anterior, en la Tabla 4-1 se presentan los estados límite asociados a este diseño.

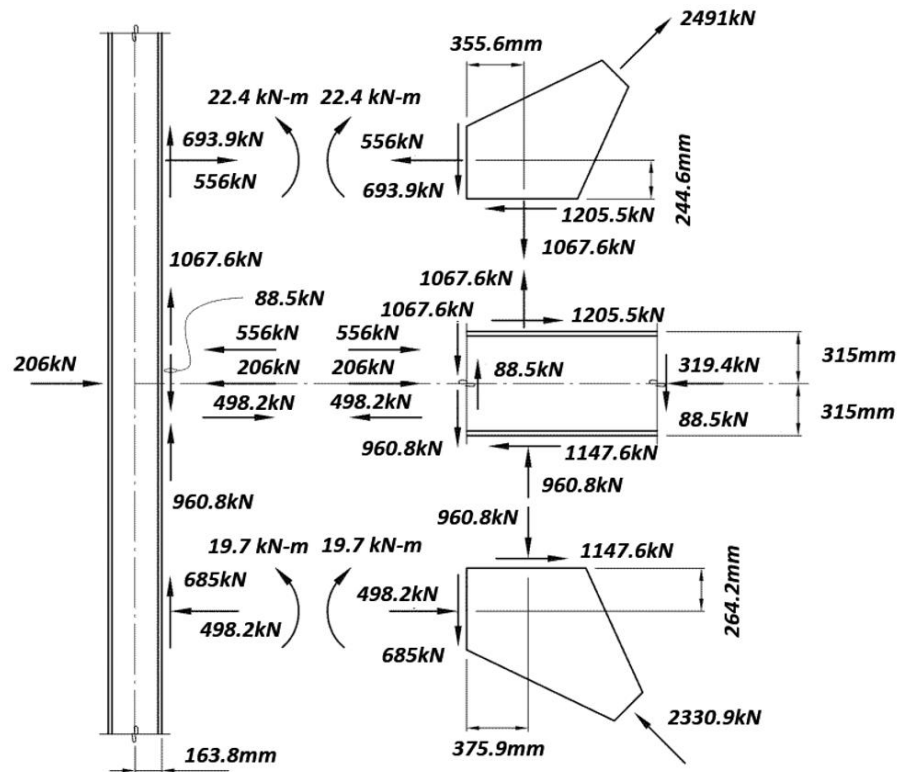


Figura 4.1 Interfaz de fuerzas para el caso de diseño 1, conexión soldada

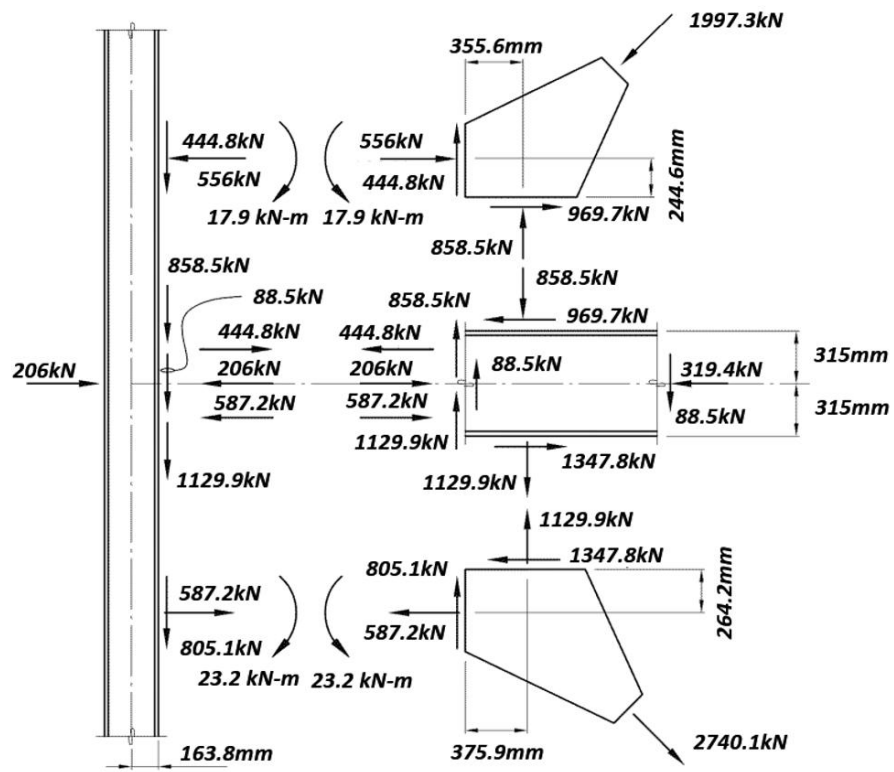


Figura 4.2 Interfaz de fuerzas para el caso de diseño 2, conexión soldada

Tabla 4-1 Estados límites para conexión soldada según normativa AISC

	Estado límite
1 Resistencia soldadura diagonal - gusset (superior)	$\Phi R_n = 2578,2 \text{ kN}$
2 Resistencia soldadura diagonal - gusset (inferior)	$\Phi R_n = 2776,5 \text{ kN}$
3 Resistencia soldadura barra de refuerzo - diagonal (superior)	$\Phi R_n = 570,2 \text{ kN}$
4 Resistencia soldadura barra de refuerzo - diagonal (inferior)	$\Phi R_n = 570,2 \text{ kN}$
5 Resistencia soldadura ala de viga - gusset (superior)	$\Phi R_n = 1678,5 \text{ kN}$
6 Resistencia soldadura ala de viga - gusset (inferior)	$\Phi R_n = 1763,2 \text{ kN}$
7 Resistencia soldadura ala de la columna - gusset (superior)	$\Phi R_n = 1149,7 \text{ kN}$
8 Resistencia soldadura ala de la columna - gusset (inferior)	$\Phi R_n = 1237,4 \text{ kN}$
9 Resistencia soldadura alma de viga - ala de la columna	$\Phi R_n = 2298,1 \text{ kN}$
10 Resistencia placa gusset a la fluencia por tracción (superior)	$\Phi R_n = 3874,4 \text{ kN}$
11 Resistencia placa gusset a la fluencia por tracción (inferior)	$\Phi R_n = 4203,6 \text{ kN}$
12 Resistencia placa gusset a la rotura por corte (superior)	$\Phi R_n = 5026,5 \text{ kN}$
13 Resistencia placa gusset a la rotura por corte (inferior)	$\Phi R_n = 5426,8 \text{ kN}$
14 Resistencia rotura por corte en el muro de arriostramiento (solape superior)	$\Phi R_n = 7199,2 \text{ kN}$
15 Resistencia rotura por corte en el muro de arriostramiento (solape inferior)	$\Phi R_n = 7753,0 \text{ kN}$
16 Resistencia a la fluencia local en el alma de la viga	$\Phi R_n = 4337,0 \text{ kN}$
17 Resistencia a la deformación local en el alma de la viga	$\Phi R_n = 4305,9 \text{ kN}$
18 Resistencia a la fluencia local en el alma de la columna	$\Phi R_n = 4715,1 \text{ kN}$
19 Resistencia a la deformación local en el alma de la columna	$\Phi R_n = 5426,8 \text{ kN}$
20 Resistencia a la compresión en gusset superior (sección whitmore)	$\Phi_c P_n = 3269,4 \text{ kN}$
21 Resistencia a la compresión en gusset inferior (sección whitmore)	$\Phi_c P_n = 3460,7 \text{ kN}$
22 Resistencia al corte de la viga	$\Phi_v V_n = 2144 \text{ kN}$
23 Resistencia a la compresión de la viga	$\Phi P_n = 8629,5 \text{ kN}$

4.2.2 Resultados por IDEA StatiCa

El análisis basado en el CBFEM del software entrega primeramente una verificación general, en donde se expone si la conexión posee un diseño satisfactorio o no. Esta verificación considera todos los casos de cargas del modelo. A continuación, en la Figura 4.3 se muestra la verificación general del modelo soldado.

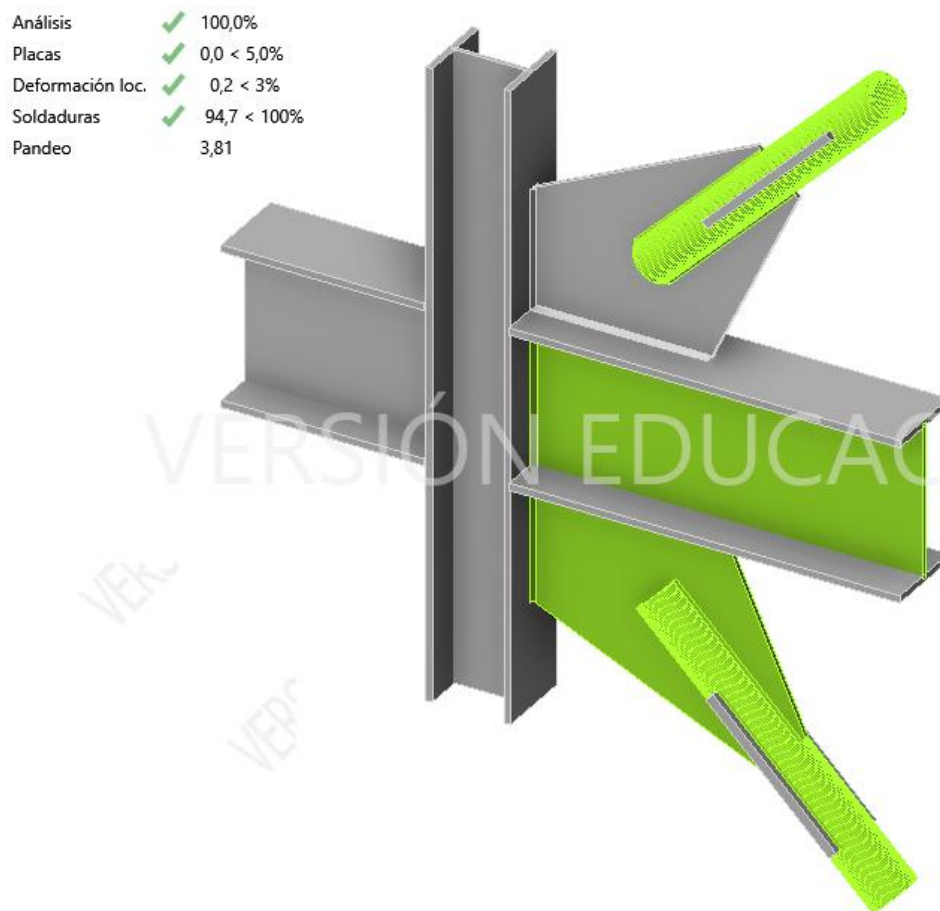


Figura 4.3 Verificación general modelo de conexión soldada

Tal como se aprecia en la figura anterior, el diseño es satisfactorio. Las placas (todas las secciones excepto las soldaduras) poseen un 0,0% de deformación, siendo el límite establecido un 5%.

Por otra parte, la deformación local que se genera en la conexión entre las diagonales y sus gusset también se encuentra muy por debajo del límite, estando deformado solo un 0,2% siendo que el margen máximo es un 3%.

Finalmente, a diferencia de lo anterior, el factor de utilización (F.U) de las soldaduras está cerca del máximo permitido siendo un 94,7%. Lo anterior significa que la soldadura más solicitada del modelo tiene ese porcentaje de utilización, teniendo las demás soldadura un F.U. igual o más bajo a ese porcentaje.

Luego, el software también entrega una representación de esfuerzos equivalentes por medio de una paleta de colores. Estas representaciones se entregan según cada caso de carga, en la Figura 4.4, Figura 4.5, Figura 4.6 y Figura 4.7 se muestran los cuatros casos de cargas de nuestro diseño.

De estas figuras se puede apreciar que los mayores esfuerzos, y distribuidos más uniformemente, se generan en los casos de carga según la sección F2.3(a) del AISC 341-16, mientras que estos esfuerzos son más localizados en los casos de carga según la sección F2.3(b) en los arriostramiento tensionados y su respectivo gusset.

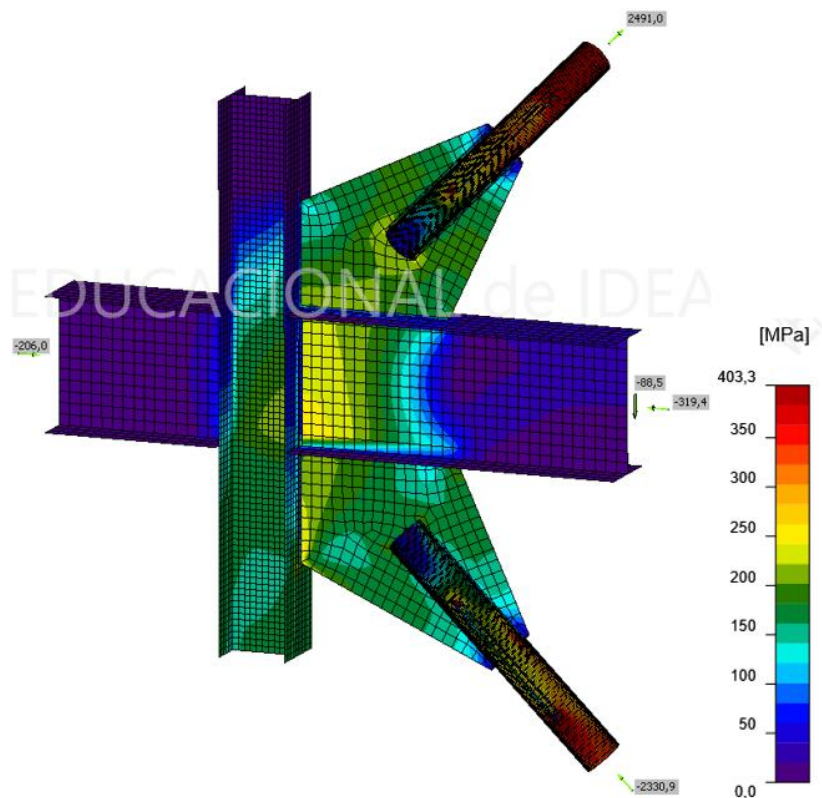


Figura 4.4 Diagrama de esfuerzos modelo de conexión soldada para carga C1(a)

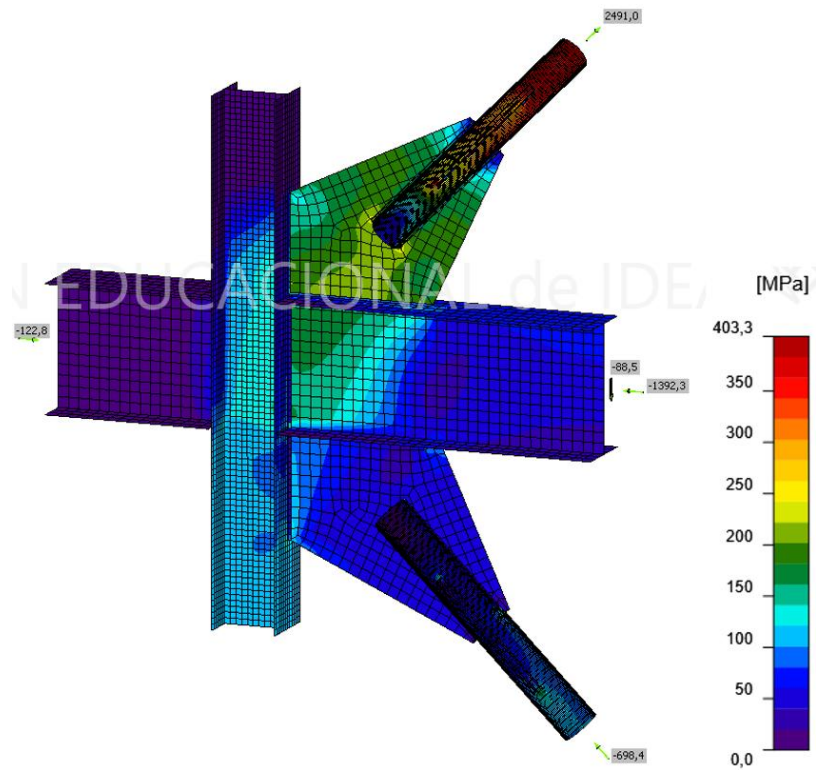


Figura 4.5 Diagrama de esfuerzos modelo de conexión soldada para carga C1(b)

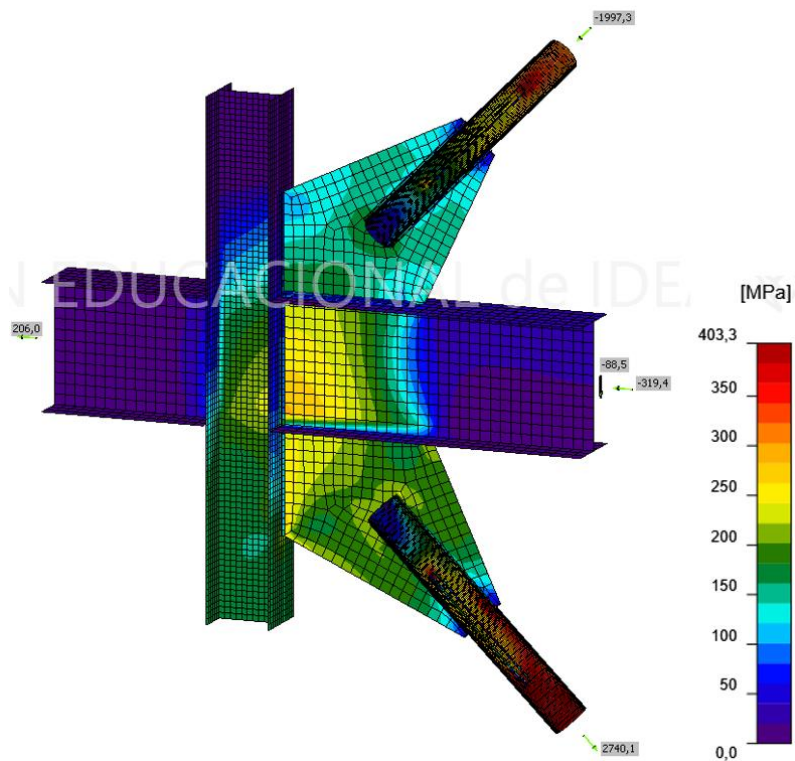


Figura 4.6 Diagrama de esfuerzos modelo de conexión soldada para carga C2(a)

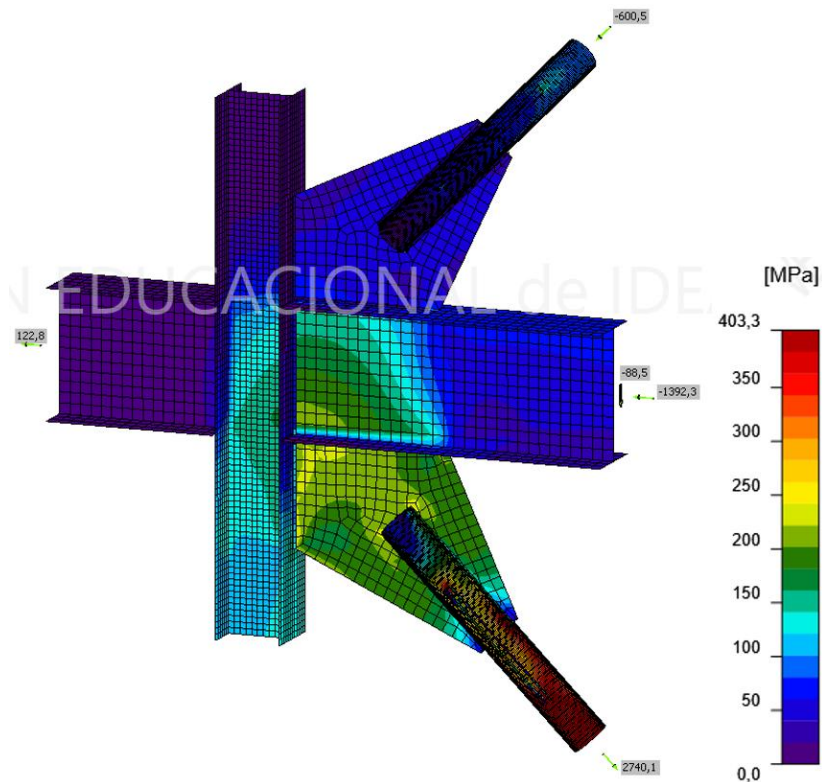


Figura 4.7 Diagrama de esfuerzos modelo de conexión soldada para carga C2(b)

En caso de ser requerido, el software también entrega los diagramas de esfuerzos por elemento, para un análisis más detallado, por ejemplo, alas de la viga, alma de columna, gusset, arriostramientos, barras de refuerzo, etcétera.

La verificación de deformación se entrega en modo de porcentaje, siendo poco detallada en comparación a la representación de deformación plástica expuesta más adelante. Sin embargo, entrega una visualización general de los elementos más deformados y su porcentaje en relación a la deformación límite permitida.

En la Figura 4.8 se muestra la verificación de deformación para el caso de carga C2(a). Se expone solo este caso debido a que es el que alcanza mayores deformaciones en la conexión. Se aprecia que la zona deformada es muy pequeña, teniendo deformaciones solo en los puntos de unión entre elementos, tales como arriostramiento y gusset, barra de refuerzo y arriostramiento, gusset y columna, entre otras.

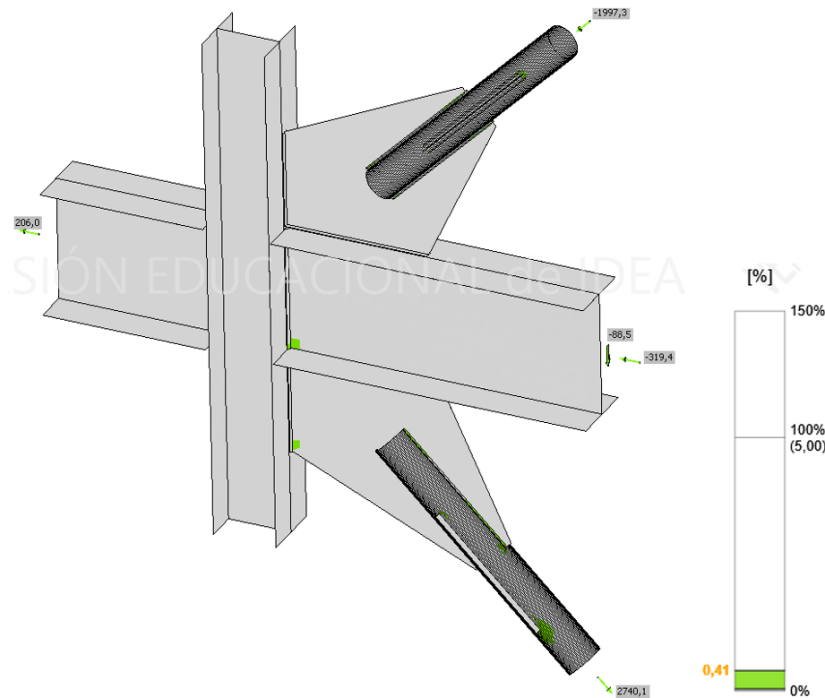


Figura 4.8 Verificación de deformación modelo de conexión soldada para carga C2(a)

Al igual que para el caso de los esfuerzos equivalentes, el porcentaje de deformación plástica se entrega de manera gráfica por medio de una paleta de colores. Si bien en la verificación general se especifican deformaciones de un 0,2% o inferiores, estos valores no incluyen a las soldaduras, pero las representaciones gráficas de deformaciones si las incluye, es por ello que nos encontramos con un rango de porcentajes más amplio. La Figura 4.9, Figura 4.10, Figura 4.11 y Figura 4.12 muestran las secciones deformadas representadas en la paleta de colores,

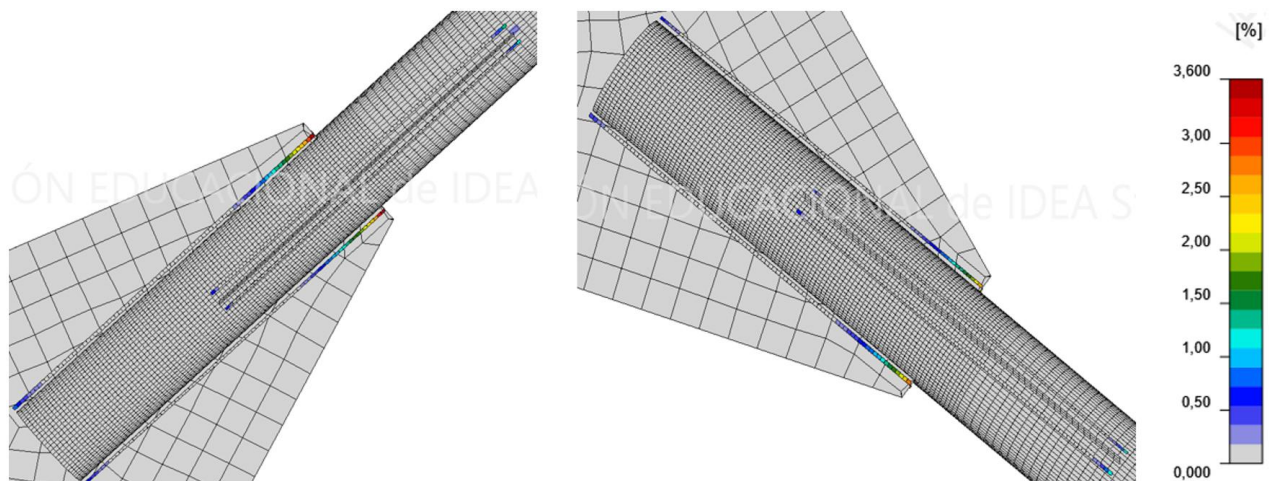


Figura 4.9 Deformación plástica modelo de conexión soldada para caso de carga C1(a)

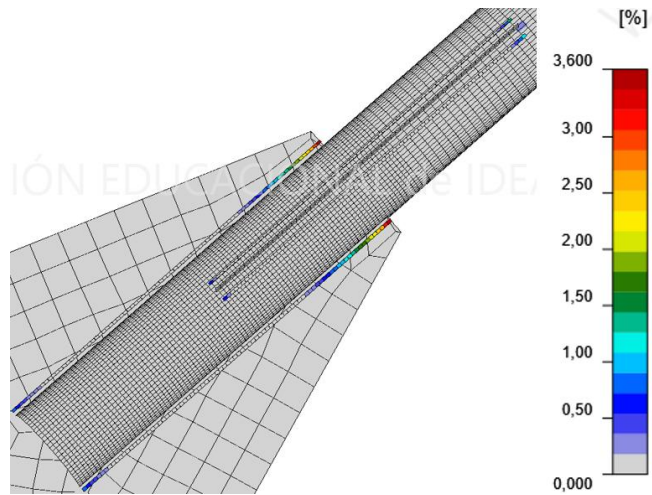


Figura 4.10 Deformación plástica modelo de conexión soldada para caso de carga C1(b)

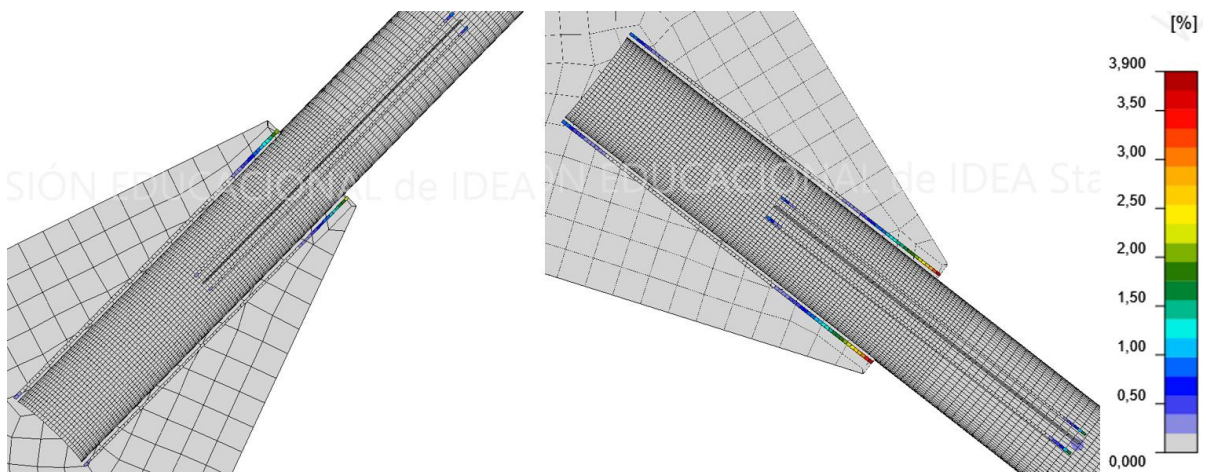


Figura 4.11 Deformación plástica modelo de conexión soldada para caso de carga C2(a)

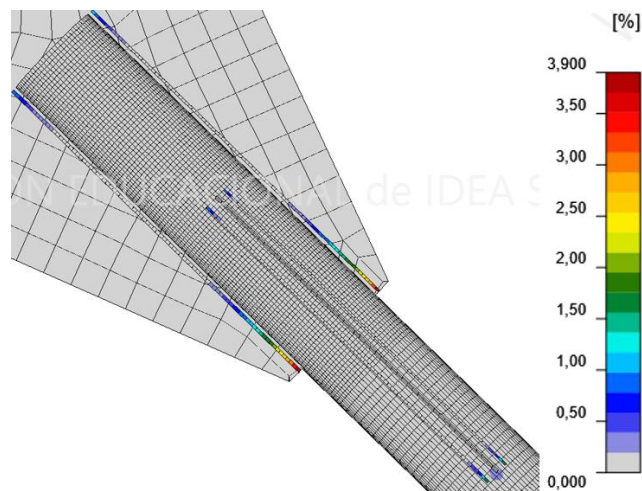


Figura 4.12 Deformación plástica modelo de conexión soldada para caso de carga C2(b)

Independiente del caso de carga estudiado, las deformaciones solo se producen en las conexiones gusset – diagonal. Las mayores deformaciones son sufridas por las soldaduras entre los gussets y los perfiles circulares huecos, siendo estas deformaciones un poco menor a un 4%. Por otra parte, tanto los gusset como los arriostramientos sufren deformaciones inferiores a un 0,2% o bien nulas, generándose en el inicio de los arriostramientos y en los extremos de las barras de refuerzo.

Si bien en la Figura 4.8 se muestran deformaciones en otras zonas de la conexión, estas no son representadas en las gráficas de deformación plástica, esto se debe a que las deformaciones son tan pequeñas que entran en el primer nivel de la gráfica de colores (0,0% - 0,195%) siendo imperceptibles.

Para el análisis de pandeo, se consideró los casos de carga de la sección F2.3(a) del AISC 341-16, pues estos son los casos de carga antes del pandeo. La Figura 4.13 y Figura 4.14 muestran la forma de pandeo junto a su respectiva tabla con los factores de pandeo por forma.

El 1er modo de pandeo local para el caso de carga C1(a) es el único que no se puede despreciar y podría llegar a generar un peligro de estabilidad, pues su factor es inferior a 4, estando el gusset inferior soportado de 2 lados vecinos.

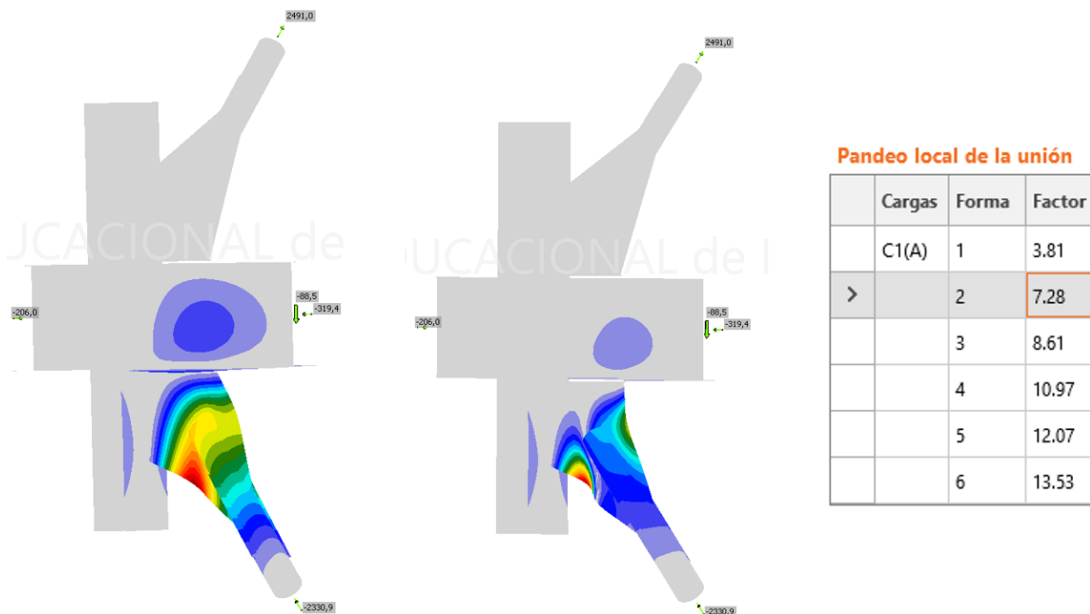


Figura 4.13 Primeros 2 modos de pandeo modelo de conexión soldada para caso de carga C1(a)

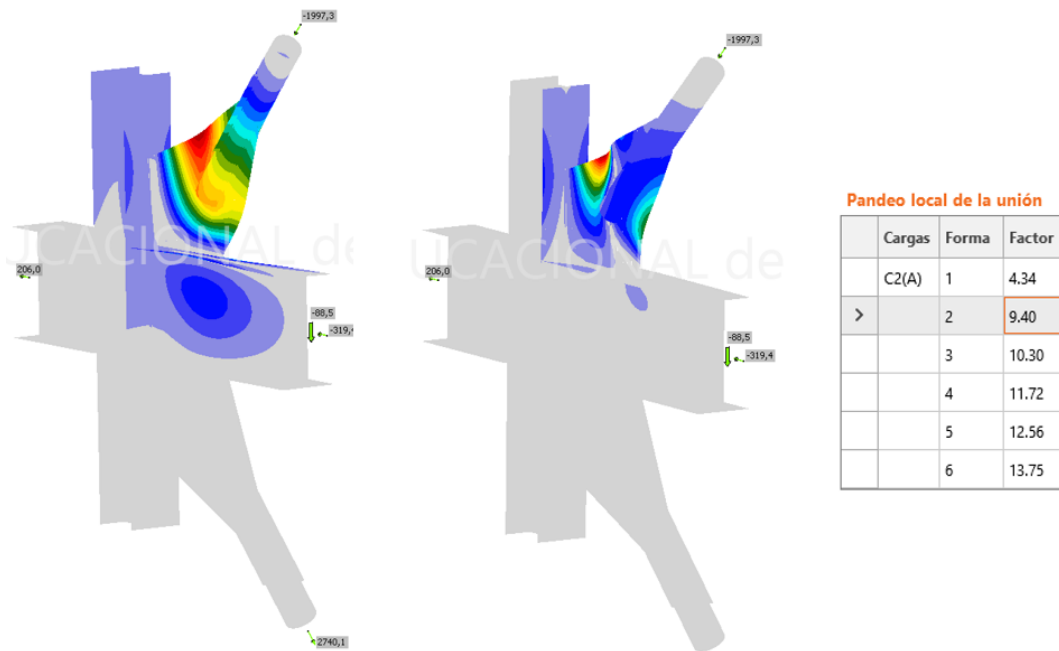


Figura 4.14 Primeros 2 modos de pandeo modelo de conexión soldada para caso de carga C2(a)

Finalmente, el software entrega un informe detallado para las soldaduras, informe expuesto en el ANEXO 4.1 Informe de soldaduras para conexión soldada entregado por IDEA StatiCa, las cuales son calculadas en el elemento finito crítico de cada cordón. La Tabla 4-2 muestra el resumen de los valores entregados por IDEA StatiCa, de los cuales se calcula el factor de utilización para cada soldadura.

Tabla 4-2 Factor de utilización para soldaduras modelo de conexión soldada

	ΦR_n (kN)	Solicitación (kN)	F.U
1 Soldadura diagonal - gusset (superior)	11,6	10,8	93,1%
2 Soldadura diagonal - gusset (inferior)	12	11,4	95,0%
3 Soldadura barra de refuerzo - diagonal (superior)	12,3	10	81,3%
4 Soldadura barra de refuerzo - diagonal (inferior)	12,4	10,4	83,9%
5 Soldadura ala de viga - gusset (superior)	119,1	58,6	49,2%
6 Soldadura ala de viga - gusset (inferior)	187,1	140,5	75,1%
7 Soldadura ala de la columna - gusset (superior)	69,2	36,9	53,3%
8 Soldadura ala de la columna - gusset (inferior)	73	54,1	74,1%
9 Soldadura alma de viga - ala de la columna	105,1	78,9	75,1%

4.2.3 Comparación de resultados

Debido a los distintos enfoques en los métodos de cálculo, no es posible hacer una comparación directa entre los resultados, quedando solo la opción de comparar resultados en las soldaduras.

El método CBFEM representa el cordón de soldadura como un conjunto de elementos finitos, cada uno sometido a sus propias solicitaciones. Esto provoca que la distribución de esfuerzos no sea homogénea, lo que dificulta una comparación directa con el cálculo según el AISC 360-16. Sin embargo, es posible establecer una correlación considerando la utilización de la soldadura en el elemento más crítico identificado por IDEA StatiCa, en contraste con los valores obtenidos mediante la norma.

En la Tabla 4-3 se muestran los valores de estado límite, solicitación y F.U para cada soldadura de la conexión, además en la Figura 4.15 se muestran de manera grafica los F.U.

Tabla 4-3 Factor de utilización en soldaduras de conexión soldada

		AISC 360-16			IDEA StatiCa		
		ΦR_n (kN)	Solicitación (kN)	F.U (%)	ΦR_n (kN)	Solicitación (kN)	F.U (%)
1	Diagonal - gusset superior	2578,2	2491,0	96,6	11,6	10,8	93,1
2	Diagonal - gusset inferior	2776,5	2740,1	98,7	12	11,4	95,0
3	Barra de refuerzo - diagonal superior	570,2	382,2	67,0	12,3	10	81,3
4	Barra de refuerzo - diagonal inferior	570,2	551,6	96,7	12,4	10,4	83,9
5	Ala de viga - gusset superior	1678,5	1501,2	89,4	119,1	58,6	49,2
6	Ala de viga - gusset inferior	1763,2	1597,6	90,6	187,1	140,5	75,1
7	Ala de la columna - gusset superior	1149,7	1031,1	89,7	69,2	36,9	53,3
8	Ala de la columna - gusset inferior	1237,4	1098,2	88,8	73	54,1	74,1
9	Alma de viga - ala columna	2298,1	2108,4	91,7	105,1	78,9	75,1

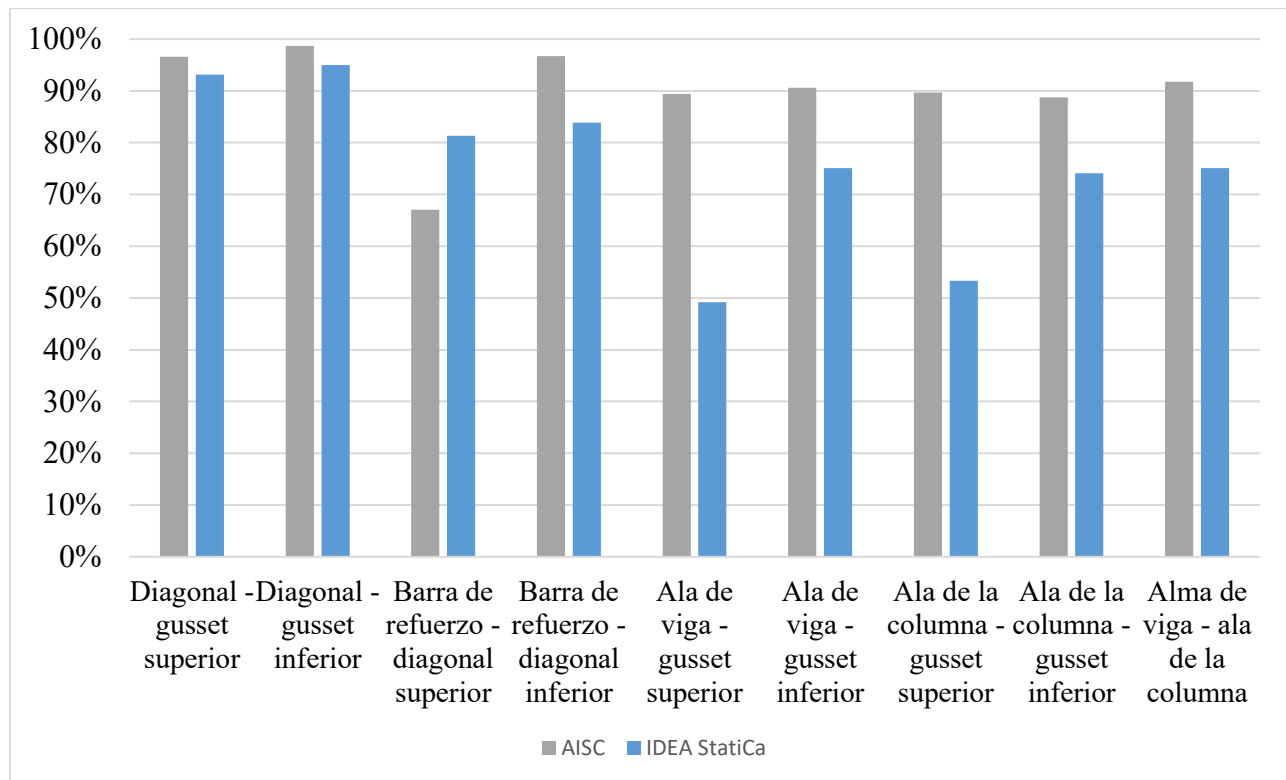


Figura 4.15 Factor de utilización en soldaduras de conexión soldada

De la Figura 4.15 y Tabla 4-3 se observa:

1. La tendencia es un menor F.U en los resultados de IDEA StatiCa, en promedio un 14,4% menos.
2. La mayor diferencia ocurre en la soldadura entre el ala de la viga y el gusset superior, siendo esta de un 40,2%.
3. La menor diferencia se expresa en la soldadura entre la diagonal superior con su respectivo gusset, siendo esta diferencia de un 3,5%.
4. Existe un caso particular en donde el F.U del software es mayor, específicamente en la soldadura entre la barra de refuerzo y la diagonal superior, la diferencia es de 14,3%.
5. Las soldaduras entre los arriostramientos y sus respectivas placas gusset tienen un factor de utilización muy similar en ambos casos.

4.3. Conexión empernada

4.3.1 Resultados por normativa AISC 360-16 y AISC 341-16

La Tabla 4-4 muestra los estados límite asociados a este diseño, sumado a lo anterior la Figura 4.16 y Figura 4.17 muestran las fuerzas que actúan sobre el gusset para el caso de diseño uno y dos respectivamente.

Tabla 4-4 Estados límites para conexión empernada según normativa AISC

	Estado límite
1 Resistencia soldadura placa conectora - diagonal (superior)	$\Phi R_n = 2519,6 \text{ kN}$
2 Resistencia soldadura placa conectora - diagonal (inferior)	$\Phi R_n = 2765,5 \text{ kN}$
3 Resistencia soldadura barras de refuerzo - diagonal (superior)	$\Phi R_n = 766,9 \text{ kN}$
4 Resistencia soldadura barras de refuerzo - diagonal (inferior)	$\Phi R_n = 766,9 \text{ kN}$
5 Resistencia soldadura ala viga - gusset (superior)	$\Phi R_n = 6196,2 \text{ kN}$
6 Resistencia soldadura ala viga - gusset (inferior)	$\Phi R_n = 6196,2 \text{ kN}$
7 Resistencia soldadura ala de columna - gusset (superior)	$\Phi R_n = 5259,8 \text{ kN}$
8 Resistencia soldadura ala de columna - gusset (inferior)	$\Phi R_n = 5259,8 \text{ kN}$
9 Resistencia soldadura alma de la viga - ala de la columna	$\Phi R_n = 1944,7 \text{ kN}$
10 Resistencia al corte grupo de pernos (superior)	$\Phi R_n = 2689,0 \text{ kN}$
11 Resistencia al corte grupo de pernos (inferior)	$\Phi R_n = 3322,8 \text{ kN}$
12 Resistencia al aplastamiento grupo de pernos (superior)	$\Phi R_n = 10008 \text{ kN}$
13 Resistencia al aplastamiento grupo de pernos (inferior)	$\Phi R_n = 10928,4 \text{ kN}$
14 Resistencia fluencia al corte en área bruta conexión placa - diagonal (superior)	$\Phi R_n = 4005,9 \text{ kN}$
15 Resistencia fluencia al corte en área bruta conexión placa - diagonal (inferior)	$\Phi R_n = 4396,7 \text{ kN}$
16 Resistencia ruptura al corte en área neta conexión placa - diagonal (superior)	$\Phi R_n = 3901,4 \text{ kN}$
17 Resistencia ruptura al corte en área neta conexión placa - diagonal (inferior)	$\Phi R_n = 4282,0 \text{ kN}$
18 Resistencia por bloque de corte (placa conectora superior)	$\Phi R_n = 5365,8 \text{ kN}$
19 Resistencia por bloque de corte (placa conectora inferior)	$\Phi R_n = 5115,2 \text{ kN}$
20 Resistencia por bloque de corte (gusset superior)	$\Phi R_n = 5365,8 \text{ kN}$

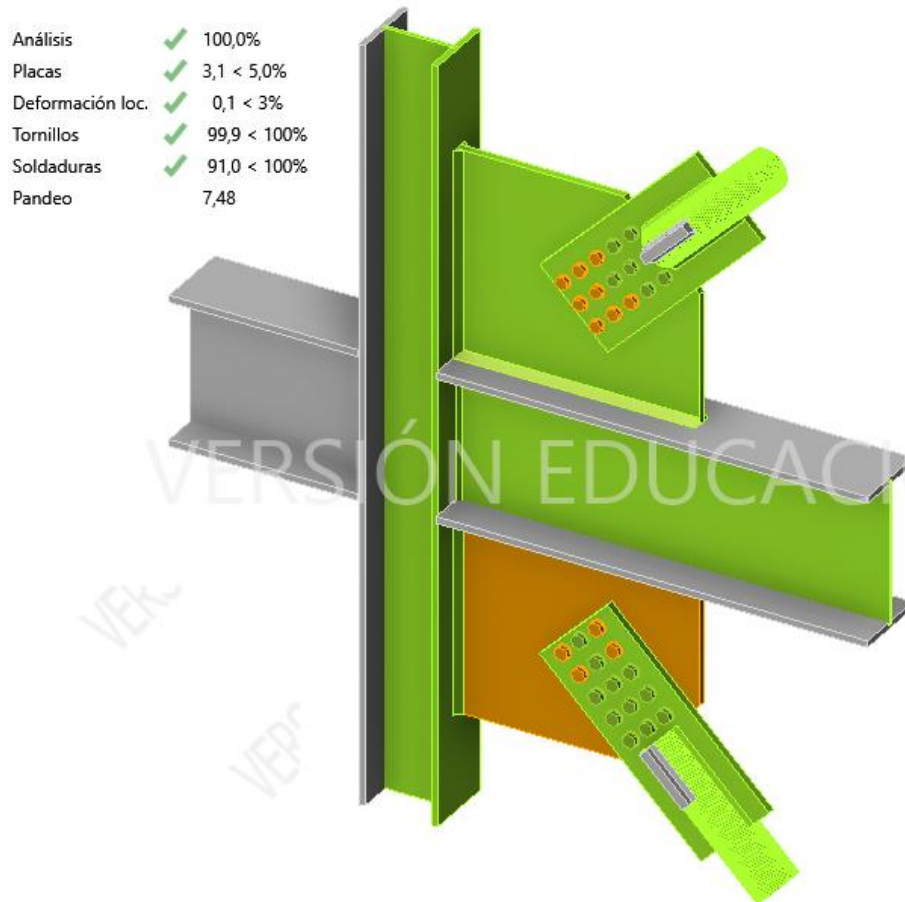


Figura 4.18 Verificación general modelo de conexión empernada

La representación de esfuerzos equivalentes se muestra en la Figura 4.19, Figura 4.20, Figura 4.21 y Figura 4.22 donde cada una de las figuras considera uno de los cuatro casos de cargas definidos para nuestro diseño.

De estas figuras se puede apreciar, al igual que en el modelo soldado, que los mayores esfuerzos y distribuidos más uniformemente se generan en los casos de carga según la sección F2.3(a) del AISC 341-16, mientras que estos esfuerzos son más localizados en los casos de carga según la sección F2.3(b) en los arriostramiento tensionados y su respectivo gusset.

Además, a diferencia del modelo soldado, las placas gusset están sometidas a mayores esfuerzos en gran parte de su área. Por otro lado, las placas conectoras sufren mayoritariamente estos esfuerzos en la red de pernos.

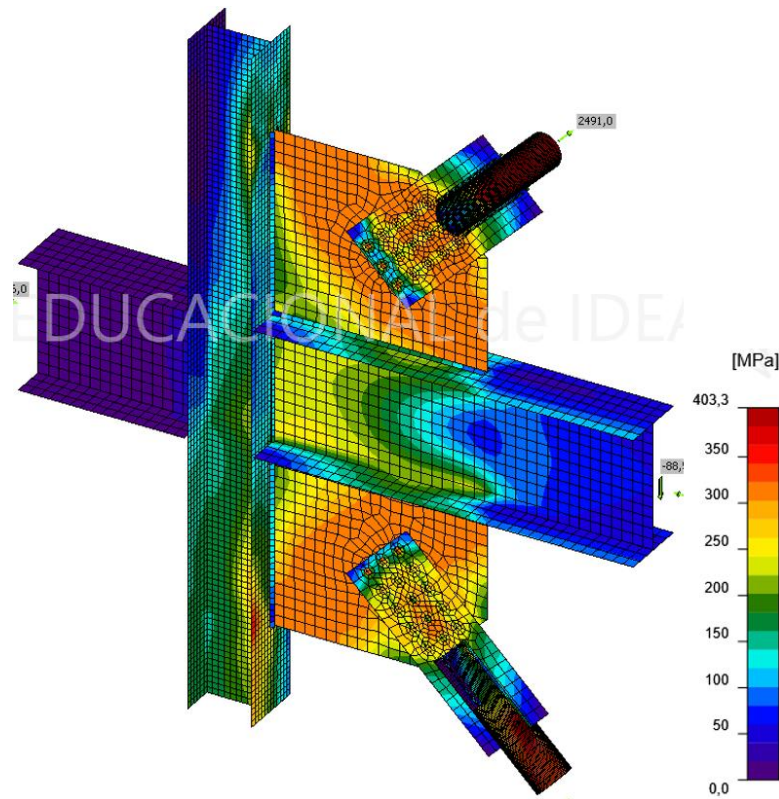


Figura 4.19 Diagrama de esfuerzos modelo de conexión empernada para carga C1(a)

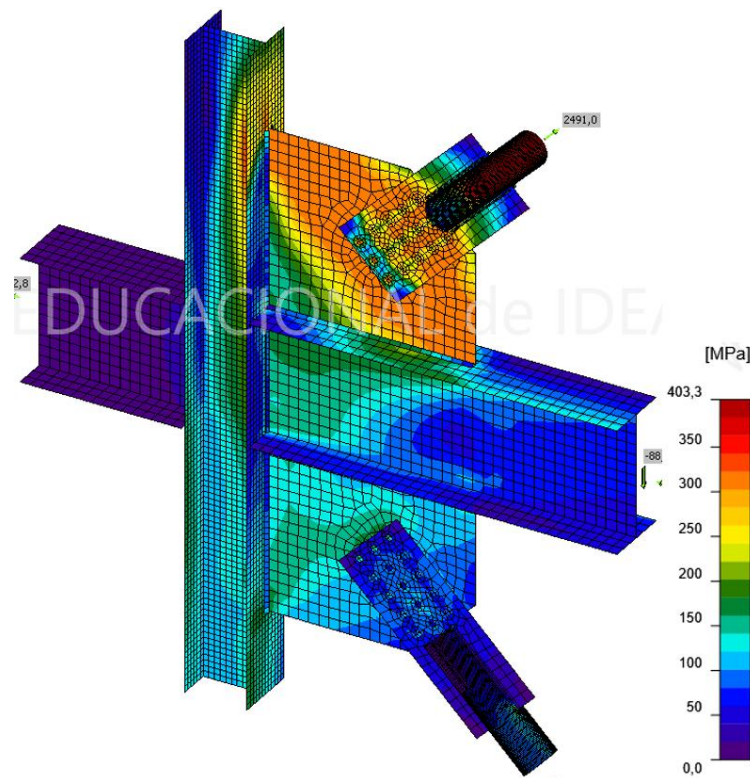


Figura 4.20 Diagrama de esfuerzos modelo de conexión empernada para carga C1(b)

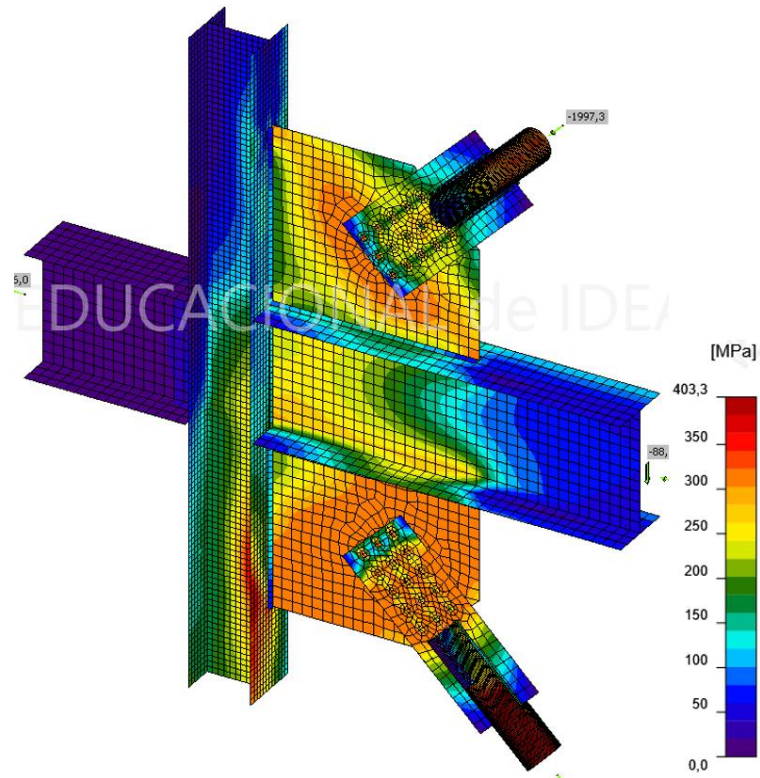


Figura 4.21 Diagrama de esfuerzos modelo de conexión empernada para carga C2(a)

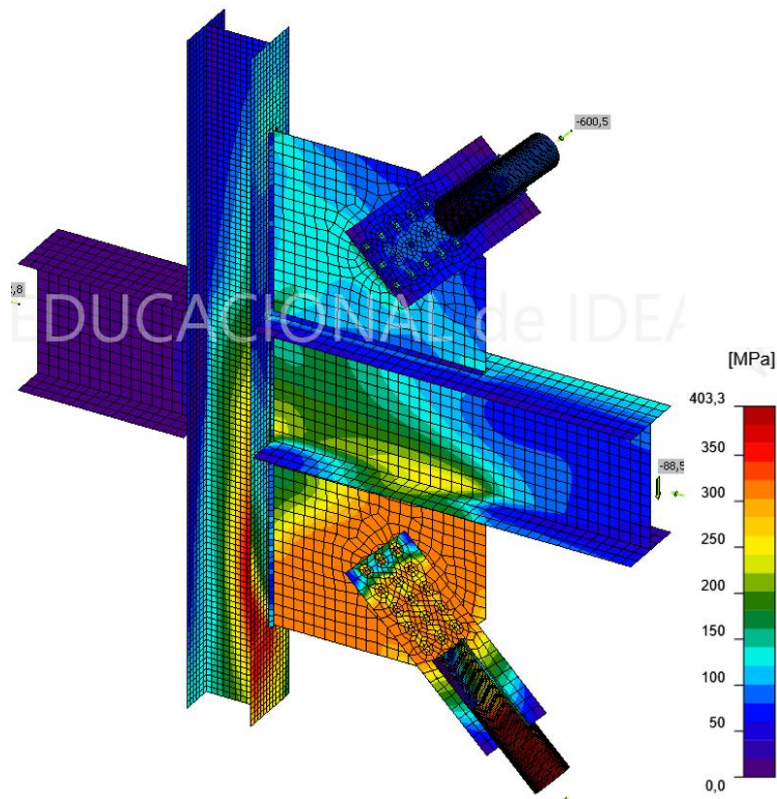


Figura 4.22 Diagrama de esfuerzos modelo de conexión empernada para carga C2(b)

En la Figura 4.23 se muestra la verificación de deformación para el caso de carga C2(b), siendo este caso el que alcanza mayores deformaciones.

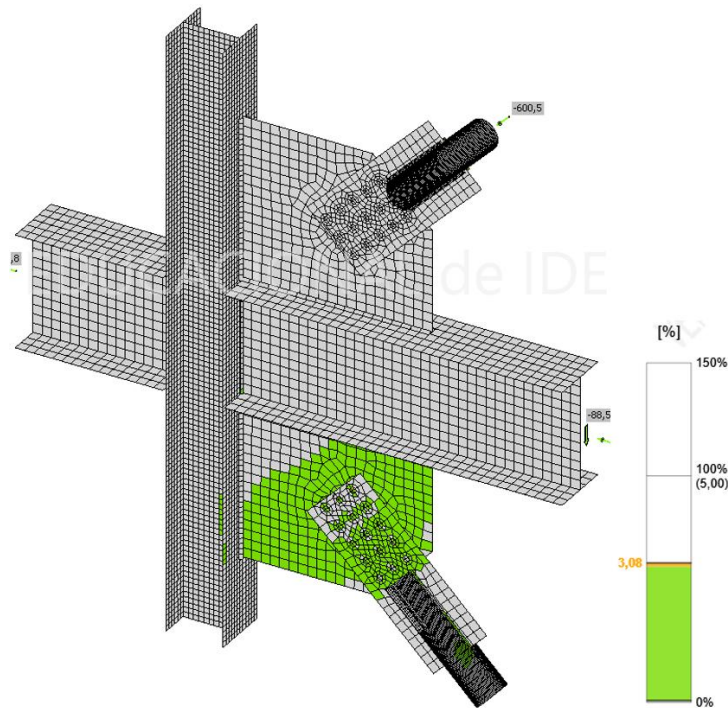


Figura 4.23 Verificación de deformación modelo de conexión empernada para carga C2(b)

Las deformaciones plásticas son uniformes tanto por la parte frontal como posterior, pero se aprecian de mejor manera desde la parte posterior. La Figura 4.24, Figura 4.25, Figura 4.26 y Figura 4.27 muestran solo las secciones deformadas, las secciones sin deformación no se consideraron.

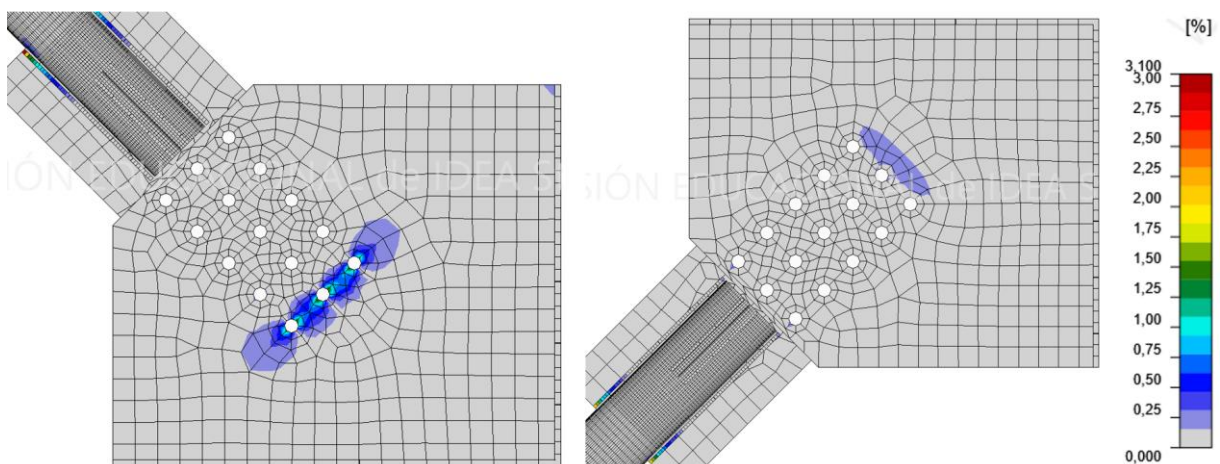


Figura 4.24 Deformación plástica modelo de conexión empernada para caso de carga C1(a)

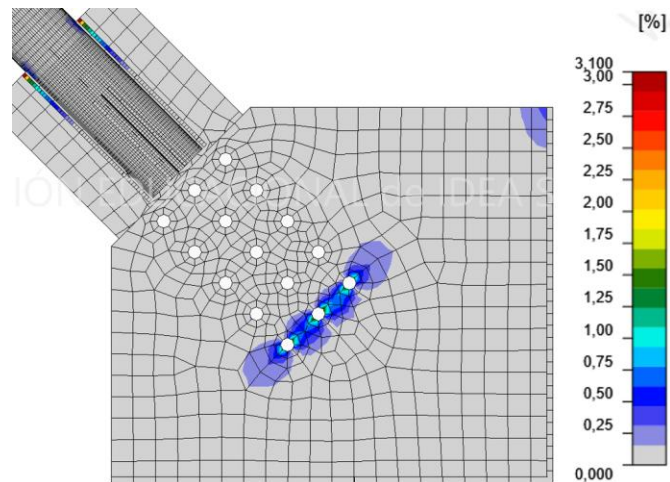


Figura 4.25 Deformación plástica modelo de conexión empernada para caso de carga C1(b)

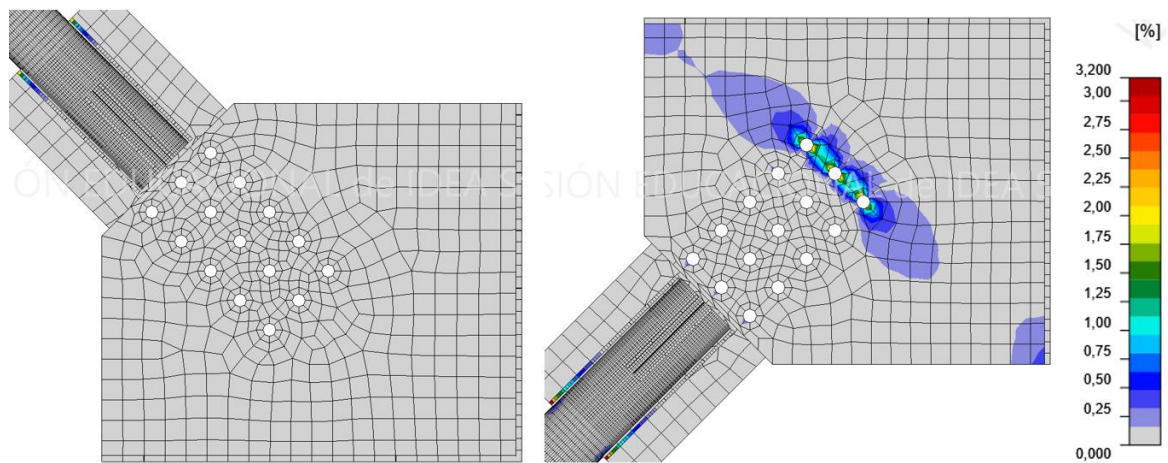


Figura 4.26 Deformación plástica modelo de conexión empernada para caso de carga C2(a)

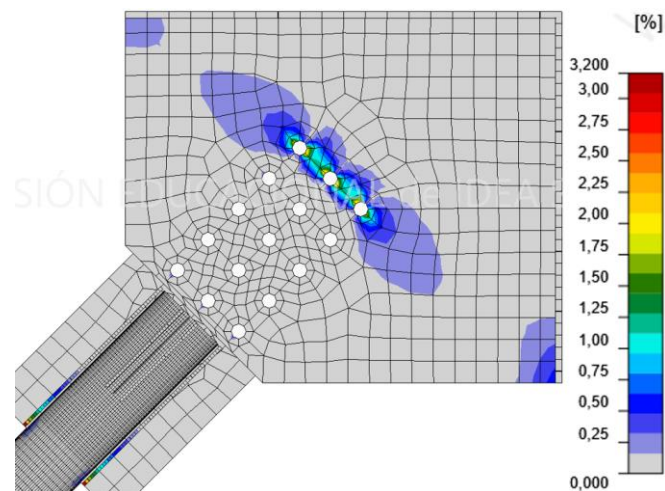


Figura 4.27 Deformación plástica modelo de conexión empernada para caso de carga C2(b)

Las deformaciones se producen generalmente en las conexiones gusset – placa conectora y placa conectora - diagonal. Las mayores deformaciones son sufridas por el gusset y la placa conectora en la sección de los pernos de borde, también hay deformaciones considerables en las soldaduras entre los gusset y los perfiles circulares huecos.

Por otra parte, se puede notar que las deformaciones más grandes siempre son ocasionadas por los arriostramiento que se encuentran en tensión, a diferencia de los elementos sometidos a las cargas de compresión que sufren deformaciones menores y/o inexistentes.

Para el análisis de pandeo, se consideró los casos de carga de la sección F2.3(a) del AISC 341-16, pues estos son los casos de carga antes del pandeo. La Figura 4.13 y Figura 4.14 muestran la forma de pandeo junto a su respectiva tabla con los factores de pandeo por forma.

Todas la formas de pandeo local se pueden despreciar, pues siempre su factor crítico de pandeo es superior a cuatro, estando las placas gusset soportadas de dos lados vecinos.

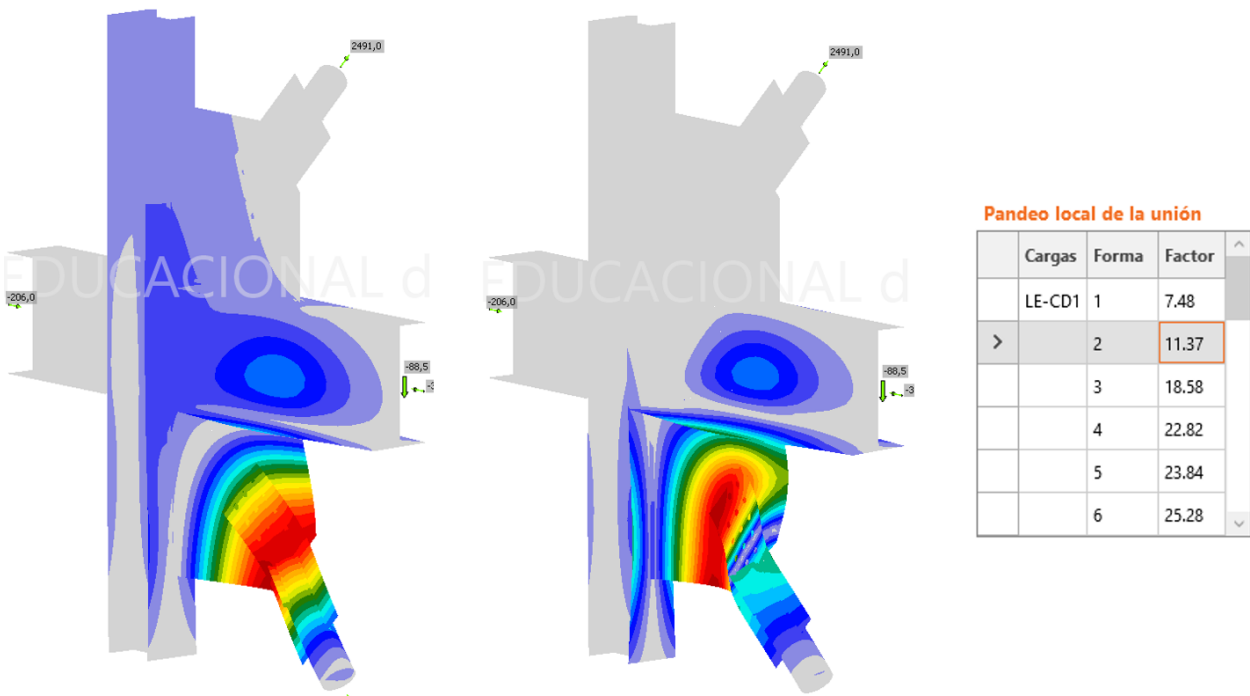


Figura 4.28 Primeros dos modos de pandeo modelo de conexión empernada para caso de carga C1(a)

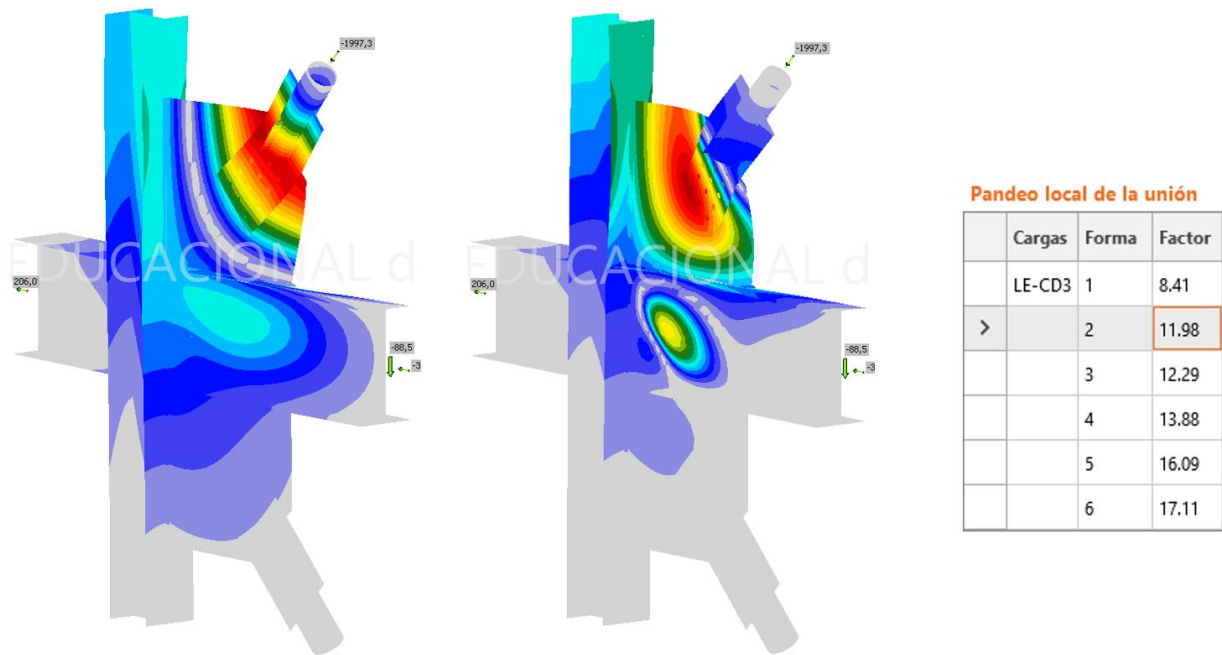


Figura 4.29 Primeros dos modos de pandeo modelo de conexión empernada para caso de carga C2(a)

En el caso de las soldaduras, el informe entregado por el software está en el ANEXO 4.2 Informe de soldaduras para conexión empernada entregado por IDEA StatiCa. La Tabla 4-5 muestra el resumen de los valores entregados por IDEA StatiCa, de los cuales se calcula el factor de utilización para cada soldadura.

Tabla 4-5 Factor de utilización para soldaduras modelo de conexión empernada

	ΦR_n (kN)	Solicitación (kN)	F.U
1 Soldadura placa conectora - diagonal (superior)	18,0	16,3	90,6%
2 Soldadura placa conectora - diagonal (inferior)	18,1	16,4	90,6%
3 Soldadura barras de refuerzo - diagonal (superior)	18,1	10,6	58,6%
4 Soldadura barras de refuerzo - diagonal (inferior)	18,2	9,7	53,3%
5 Soldadura ala viga - gusset (superior)	224,0	168,4	75,2%
6 Soldadura ala viga - gusset (inferior)	222,2	167,3	75,3%
7 Soldadura ala de columna - gusset (superior)	128,7	93,9	73,0%
8 Soldadura ala de columna - gusset (inferior)	156,0	117,1	75,1%
9 Soldadura alma de la viga - ala de la columna	94,1	70,9	75,3%

Para los pernos, en la Figura 4.31 y Figura 4.32 se muestra la numeración de ellos en sus respectivas placas conectoras, mientras que en la Figura 4.30 se muestra el informe entregado por el software, especificado para cada perno, en donde:

- F_t = Fuerza de tracción
- V = Resultante de fuerzas cortantes en pernos V_y y V_z en planos de cortantes
- $\phi R_{n,portante}$ = Resistencia a aplastamiento de la chapa provocado por el tornillo
- U_{t_t} = Utilización a tracción
- U_{t_s} = Utilización a cortante
- $U_{t_{ts}}$ = Utilización a tensión y cortante

Forma	Ítem	Calidad	Cargas	F_t [kN]	V [kN]	$\phi R_{n,portante}$ [kN]	U_{t_t} [%]	U_{t_s} [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Detallado	Estado
	B1	1 1/8 A325 - 1	C2(a)	53,5	178,7	737,8	17,9	99,9	0,0	Aceptar	OK
	B2	1 1/8 A325 - 1	C1(a)	0,6	178,8	737,8	0,2	99,9	0,0	Aceptar	OK
	B3	1 1/8 A325 - 1	C1(a)	15,6	178,8	737,8	5,2	99,9	0,0	Aceptar	OK
	B4	1 1/8 A325 - 1	C1(a)	25,1	163,3	737,8	8,4	91,3	0,0	Aceptar	OK
	B5	1 1/8 A325 - 1	C1(a)	40,6	153,9	367,4	13,6	86,0	0,0	Aceptar	OK
	B6	1 1/8 A325 - 1	C1(a)	67,6	178,8	375,9	22,7	99,9	0,0	Aceptar	OK
	B7	1 1/8 A325 - 1	C1(a)	0,0	178,8	737,8	0,0	99,9	0,0	Aceptar	OK
	B8	1 1/8 A325 - 1	C1(a)	2,1	168,0	737,8	0,7	93,9	0,0	Aceptar	OK
	B9	1 1/8 A325 - 1	C1(a)	2,7	148,7	737,8	0,9	83,1	0,0	Aceptar	OK
	B10	1 1/8 A325 - 1	C1(b)	22,3	144,3	365,8	7,5	80,6	0,0	Aceptar	OK
	B11	1 1/8 A325 - 1	C2(a)	53,2	178,7	737,8	17,8	99,9	0,0	Aceptar	OK
	B12	1 1/8 A325 - 1	C1(a)	0,0	178,8	737,8	0,0	99,9	0,0	Aceptar	OK
	B13	1 1/8 A325 - 1	C1(a)	15,6	178,7	737,8	5,2	99,9	0,0	Aceptar	OK
	B14	1 1/8 A325 - 1	C1(b)	21,1	160,1	737,8	7,1	89,5	0,0	Aceptar	OK
	B15	1 1/8 A325 - 1	C1(b)	38,1	151,8	367,3	12,8	84,8	0,0	Aceptar	OK
	B16	1 1/4 A325 - 2	C1(a)	71,7	214,4	819,6	19,5	97,1	0,0	Aceptar	OK
	B17	1 1/4 A325 - 2	C2(a)	0,0	220,7	819,6	0,0	99,9	0,0	Aceptar	OK
	B18	1 1/4 A325 - 2	C2(a)	21,8	189,2	819,6	5,9	85,7	0,0	Aceptar	OK
	B19	1 1/4 A325 - 2	C2(b)	28,3	166,5	819,6	7,7	75,4	0,0	Aceptar	OK
	B20	1 1/4 A325 - 2	C2(b)	42,4	156,8	359,8	11,5	71,0	0,0	Aceptar	OK
	B21	1 1/4 A325 - 2	C2(b)	104,1	208,9	355,4	28,3	94,6	0,0	Aceptar	OK
	B22	1 1/4 A325 - 2	C2(a)	0,0	201,0	819,6	0,0	91,0	0,0	Aceptar	OK
	B23	1 1/4 A325 - 2	C2(a)	3,0	170,7	819,6	0,8	77,3	0,0	Aceptar	OK
	B24	1 1/4 A325 - 2	C2(b)	3,6	150,1	819,6	1,0	67,9	0,0	Aceptar	OK
	B25	1 1/4 A325 - 2	C2(b)	17,9	146,8	358,3	4,9	66,5	0,0	Aceptar	OK
	B26	1 1/4 A325 - 2	C1(a)	72,6	219,4	819,6	19,7	99,3	0,0	Aceptar	OK
	B27	1 1/4 A325 - 2	C2(a)	0,0	220,7	819,6	0,0	99,9	0,0	Aceptar	OK
	B28	1 1/4 A325 - 2	C2(a)	23,4	194,3	819,6	6,4	87,9	0,0	Aceptar	OK
	B29	1 1/4 A325 - 2	C2(a)	30,8	169,3	819,6	8,4	76,7	0,0	Aceptar	OK
	B30	1 1/4 A325 - 2	C2(b)	46,9	159,4	359,7	12,7	72,2	0,0	Aceptar	OK

Figura 4.30 Informe para pernos de IDEA StatiCa para conexión emperrada

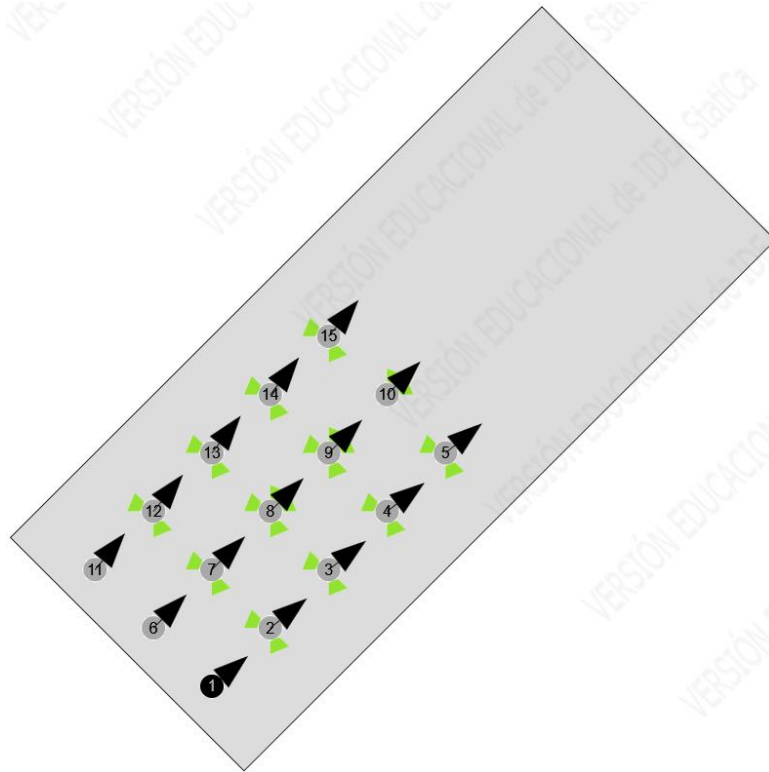


Figura 4.31 Numeración de pernos en placa conectora superior

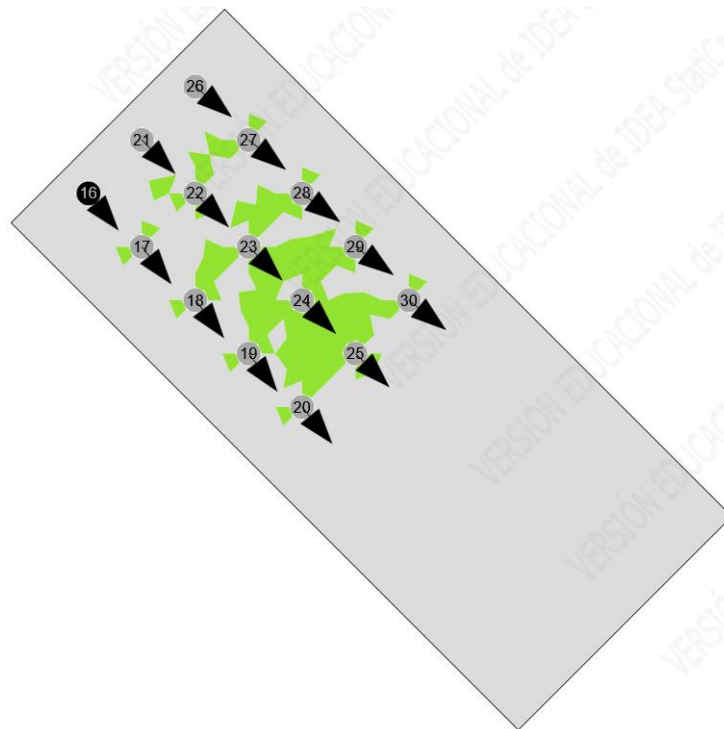


Figura 4.32 Numeración de pernos en placa conectora inferior

De lo anterior se observa que:

1. Un tercio de los pernos de la conexión se encuentra utilizado a su máxima capacidad.
2. La red pernos de la placa conectora superior tiene una solicitación muy cercana a su capacidad máxima, estando más de la mitad de sus pernos con una utilización de 99,9%.
3. De los 30 pernos, solo cuatro alcanzan su estado crítico sometidos a compresión, predominando en todos los demás la tensión.
4. En todos los pernos el corte controla la resistencia.

4.3.3 Comparación de resultados

Del mismo modo que en la conexión soldada, es muy difícil hacer una comparación directa entre los resultados, pero en este caso, a diferencia el anterior, no solo se compararán las soldaduras, sino que también se incluirán los pernos.

Para esto se establece una correlación considerando la utilización de la soldadura en el elemento más crítico identificado por IDEA StatiCa, en contraste con los valores obtenidos mediante la norma. Para los pernos se contrasta el porcentaje de utilización de la red de cada placa con el perno más solicitado según IDEA StatiCa.

La Tabla 4-6 muestra la comparación del F.U de los de pernos, de la cual se desprende la Figura 4.33 dando una representación visual de la tabla.

Tabla 4-6 Factor de utilización en pernos de conexión empernada

	AISC 360-16			IDEA StatiCa		
	ΦR_n (kN)	Solicitación (kN)	F.U (%)	ΦR_n (kN)	Solicitación (kN)	F.U (%)
Corte pernos placa superior	2689	2491	92,6	178,9	178,7	99,9
Corte pernos placa inferior	3322,8	2740,1	82,5	220,9	220,7	99,9
Aplastamiento pernos placa superior	10008	2491	24,9	375,9	178,7	47,5
Aplastamiento pernos placa inferior	10928,4	2740,1	25,1	819,6	220,7	26,9

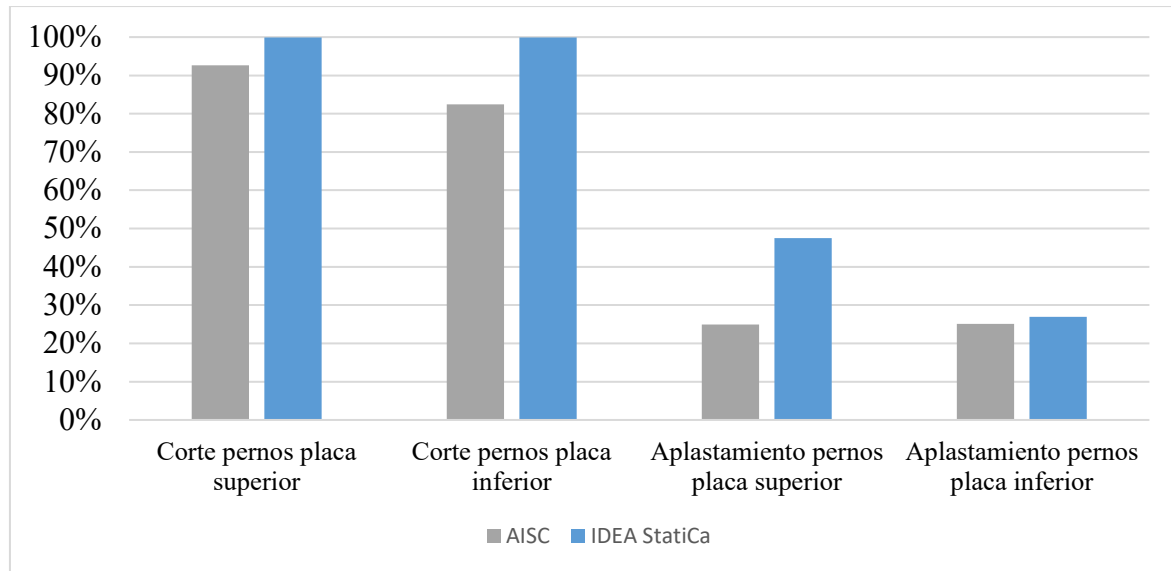


Figura 4.33 Factor de utilización en pernos de conexión empernada

De la Figura 4.33 y Tabla 4-6 se observa:

1. La tendencia es un mayor F.U en los resultados de IDEA StatiCa, llegando al límite permitido en el caso de resistencia a corte de los pernos.
2. La mayor diferencia ocurre en la resistencia al aplastamiento de los pernos superiores, con 22,6% de diferencia, aunque en ambos métodos de cálculo este apartado está lejano a controlar el diseño.
3. No existen particularidades, en todos los casos el software es más conservador en su diseño.
4. Se aprecia una consistencia clara entre ambos métodos, no presentando irregularidades y/o diferencias de gran consideración.

En el informe de IDEA StatiCa se entrega la resistencia y sollicitación por cada perno, si se realiza la suma de toda la red de pernos por placa conectora, se obtienen los mismo valores globales que se calcularon por medio de la AISC 360-16, dejando claro que la diferencia de resultados recae en la distribución de fuerzas no idealizada por parte del software.

La Tabla 4-7 muestra la comparación del F.U de las soldaduras, tabla de la cual se desprende la Figura 4.34 dando una representación visual de la tabla.

Tabla 4-7 Factor de utilización en soldaduras de conexión emperrada

		AISC 360-16			IDEA StatiCa		
		ΦR_n (kN)	Solicitación (kN)	F.U (%)	ΦR_n (kN)	Solicitación (kN)	F.U (%)
1	Placa conectora - diagonal superior	2519,6	2491,0	98,9	18,0	16,3	90,6
2	Placa conectora - diagonal inferior	2765,5	2740,1	99,1	18,1	16,4	90,6
3	Barras de refuerzo - diagonal superior	766,9	606,7	79,1	18,1	10,6	58,6
4	Barras de refuerzo - diagonal inferior	766,9	606,7	79,1	18,2	9,7	53,3
5	Ala viga - gusset superior	6196,2	5744,4	92,7	224,0	168,4	75,2
6	Ala viga - gusset inferior	6196,2	5744,4	92,7	222,2	167,3	75,3
7	Ala de columna - gusset superior	5259,8	4885,6	92,9	128,7	93,9	73,0
8	Ala de columna - gusset inferior	5259,8	4885,6	92,9	156,0	117,1	75,1
9	Alma de la viga - ala de la columna	1944,7	1687,5	86,8	94,1	70,9	75,3

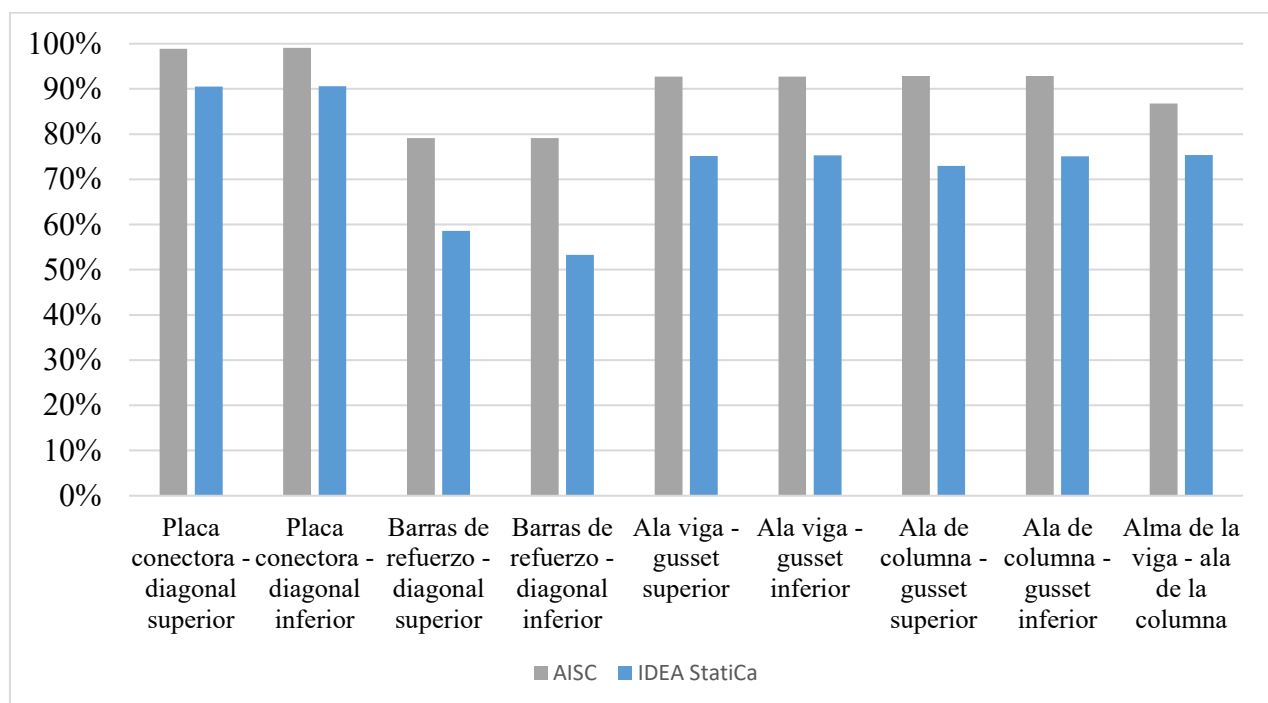


Figura 4.34 Factor de utilización en soldaduras de conexión emperrada

De la Figura 4.34 y Tabla 4-7 se observa:

1. La tendencia es un menor F.U en los resultados de IDEA StatiCa, en promedio un 16,4% menos.
2. La mayor diferencia ocurre en la soldadura entre la barra de refuerzo y la diagonal inferior, siendo esta diferencia de un 25,8%.
3. La menor diferencia se expresa en la soldadura entre la diagonal superior con su respectiva placa conectora, siendo esta diferencia de un 8,3%.
5. No existen particularidades, en todos los casos el software es menos conservador en su diseño.
4. Se aprecia una consistencia clara entre ambos métodos, siguiendo las mismas tendencias.

4.4. Conclusiones

Del análisis comparativo entre ambos métodos, se observa que, en ambas configuraciones de conexión, tanto soldada como empernada, el programa mantiene la misma tendencia en las soldaduras, siendo menos conservador en su verificación. Aun así, se observa consistencia entre las uniones soldadas de elementos más y menos solicitadas en ambos enfoques, no presentando grandes irregularidades a las que prestar atención.

Para los pernos se describe lo mismo que para las soldaduras, solo que en este caso es a la inversa, IDEA StatiCa es más conservador en su verificación. Del mismo modo se observa consistencia entre los resultados de ambos enfoques, siendo inclusive iguales en su análisis general por red de pernos; y en el análisis individual del programa no existen irregularidades con su contraparte normada.

La diferencia entre conexiones es clara, el modelo soldado está mucho más optimizado para recibir las mismas cargas, teniendo inclusive menos acero en su geometría. La conexión empernada sufre mayores deformaciones y esfuerzos en sus placas gusset, necesita mayores espesores de soldaduras y placas para lograr resistir los diversos casos de carga. El único apartado en donde la conexión empernada presenta un mejor comportamiento es en el análisis de pandeo, es donde ayudado de sus placas gusset de mayor espesor logra despreciar completamente los efectos del pandeo local.

Con todo lo anterior se da cumplimiento al tercer objetivo de la presente memoria.

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE CONEXIONES CON PLACAS GUSSET MODIFICADAS

5.1. Introducción

En el siguiente capítulo se evalúan las principales discrepancias en los resultados obtenidos por medio de IDEA StatiCa para las conexión soldada y empernada, modificando su gusset en ambos casos. Lo anterior con la finalidad de analizar cambios en el comportamiento de las conexiones, siendo estas modificaciones aceptadas por el cálculo según la AISC 360-16. Para la conexión soldada los gusset serán rectos, eliminado los recortes que poseen, y de manera inversa, los gusset de la conexión empernada serán recortados. Las demás configuraciones de las conexiones no sufrirán cambios.

5.2. Conexión soldada modificada

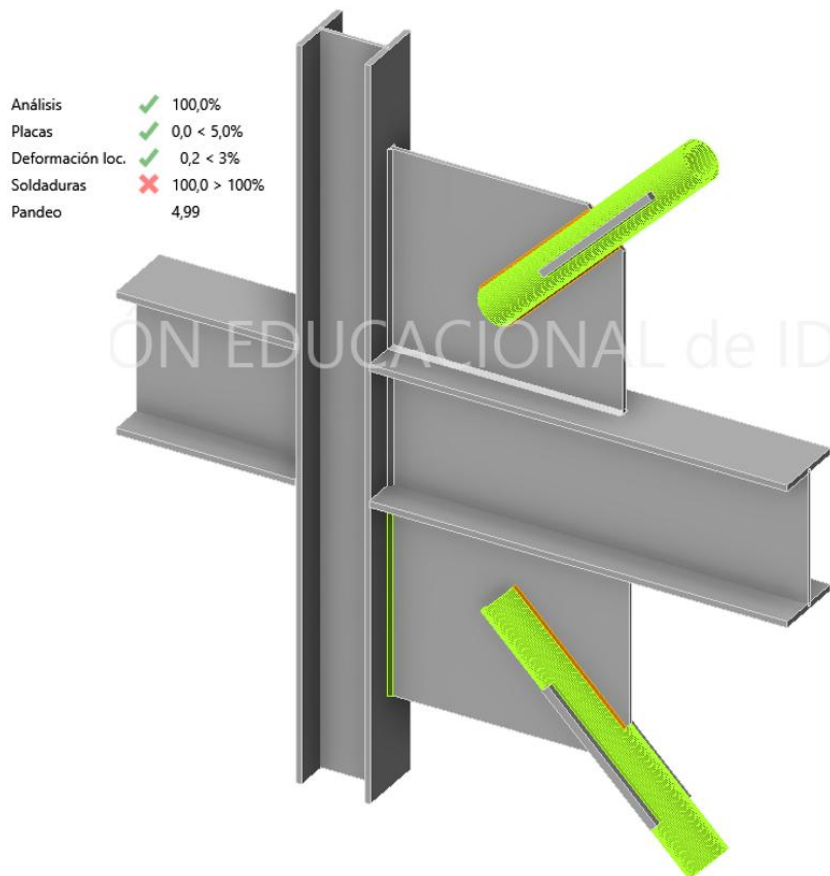


Figura 5.1 Verificación general modelo de conexión soldada modificada

La Figura 5.1 muestra la verificación general del modelo, en donde se aprecian diferencias con su versión original, las soldaduras pasaron de una utilización de un 94,7% a no cumplir con la verificación. Por otra parte, el factor crítico de pandeo paso de 3,81 a un 4,99.

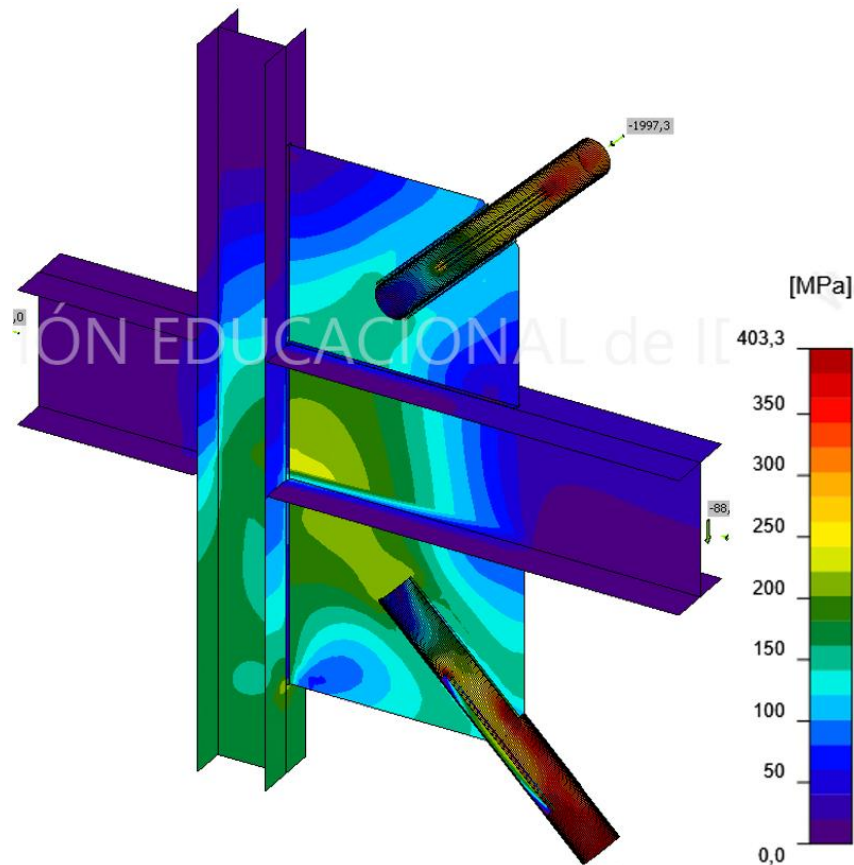


Figura 5.2 Diagrama de esfuerzos modelo de conexión soldada modificada para carga C2(a)

Los esfuerzos en la conexión no sufren mayores cambios en su distribución y magnitud, en la Figura 5.2 se aprecia el diagrama de esfuerzos equivalentes para el caso carga C2(a), siendo este caso el que genera mayores esfuerzos en la conexiones.

En el caso de las deformaciones plásticas no tenemos variación en los elementos deformados, siendo exactamente los mismo que en la conexión con gusset recortados. Sin embargo, si existe variación en la magnitud de estas deformación, pasando de un máximo de 3,9% a un 5%. En la Figura 5.3 se muestra la deformación plástica máxima alcanzada en la conexión. Esta deformación se presenta en la soldadura entre el arriostramiento inferior con su respectivo gusset, es esta misma soldadura la que no cumple con la verificación del programa.

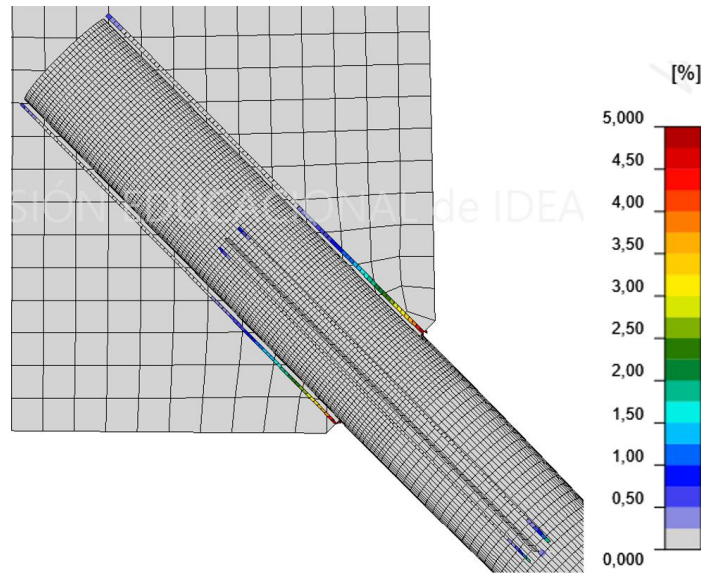


Figura 5.3 Deformación plástica modelo de conexión soldada modificada para caso de carga C2(b)

Finalmente en el apartado del pandeo, la conexión sufre una mejora clara llegando a un factor de 4,99; con este factor se consideran despreciables los efectos del pandeo local en la conexión. La Figura 5.4 muestra el modo de pandeo crítico de la conexión.

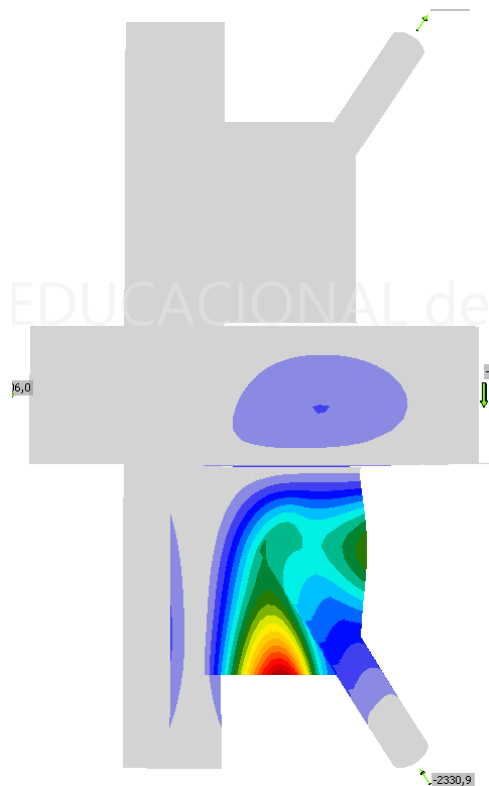


Figura 5.4 Primer modo de pandeo modelo de conexión soldada para caso de carga C1(a)

5.3. Conexión empernada modificada

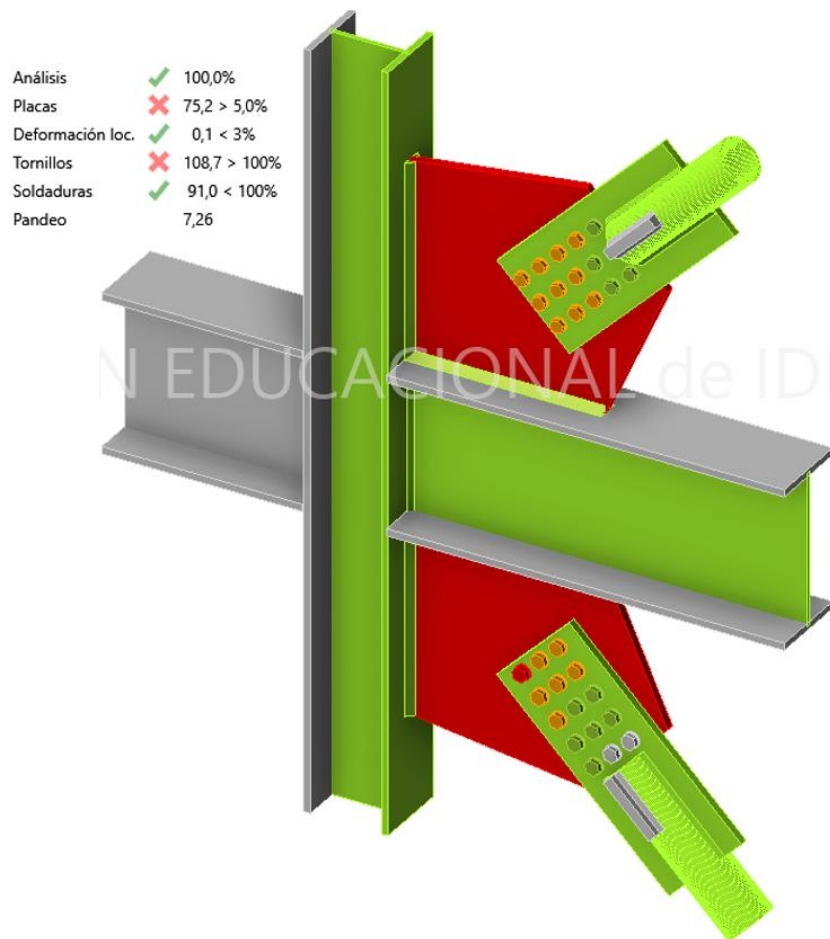


Figura 5.5 Verificación general modelo de conexión empernada modificada

La Figura 5.5 muestra la verificación general del modelo, en donde se aprecian grandes diferencias con su versión original, las placas pasaron de una deformación de un 3,1% a un 75,2%, es decir una deformación 24 veces mayor, claramente no cumpliendo con la verificación. Los pernos tampoco cumplen con la verificación en este caso, pasando de un 99,9% a un 108,7% de utilización. Por último, el factor crítico de pandeo sufrió una pequeña disminución, pasando de 7,48 a 7,26.

Dado el no cumplimiento de las placas, se hace interesante observar la Figura 5.6 donde se expone la verificación de deformación para el caso de carga más desfavorable. De dicha figura se tiene que el gusset inferior es el que no cumple la verificación, estando toda la sección de color rojo con una deformación mayor a un 5% permitido. Para el caso de diseño 1 es el gusset superior el que no cumple la verificación, llegando a una deformación de un 27,8% en la primera fila de pernos.

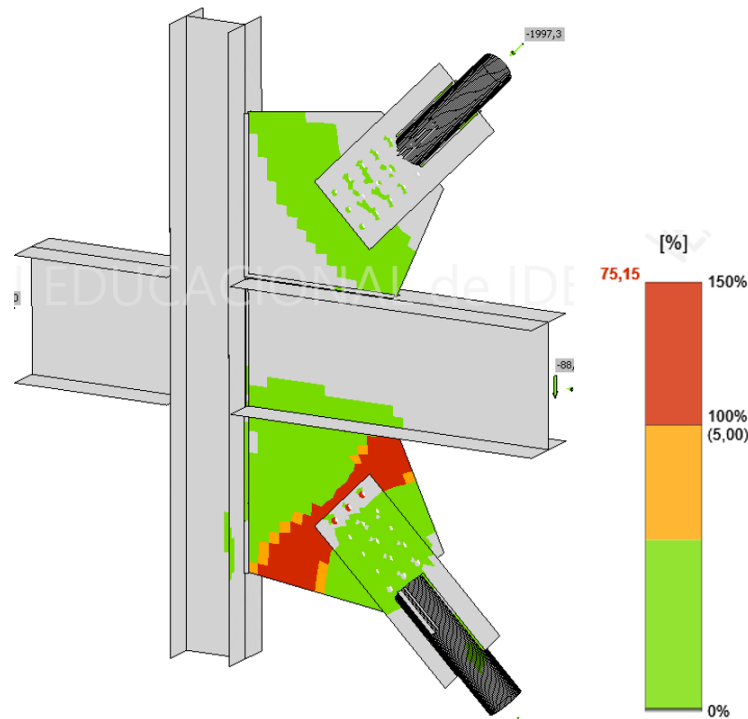


Figura 5.6 Verificación de deformación modelo de conexión emperrada modificada para carga C2(a)

La Figura 5.7 muestra de manera más detalla las deformaciones sufridas en el gusset, siendo los orificios de la primera fila de pernos la zona más afectadas, mientras que a lo ancho del gusset se tiene una deformación de un 10% promedio. Para el caso de diseño 1 el gusset superior sigue la misma distribución de deformaciones, solo que el rango se limita a un 27,8%

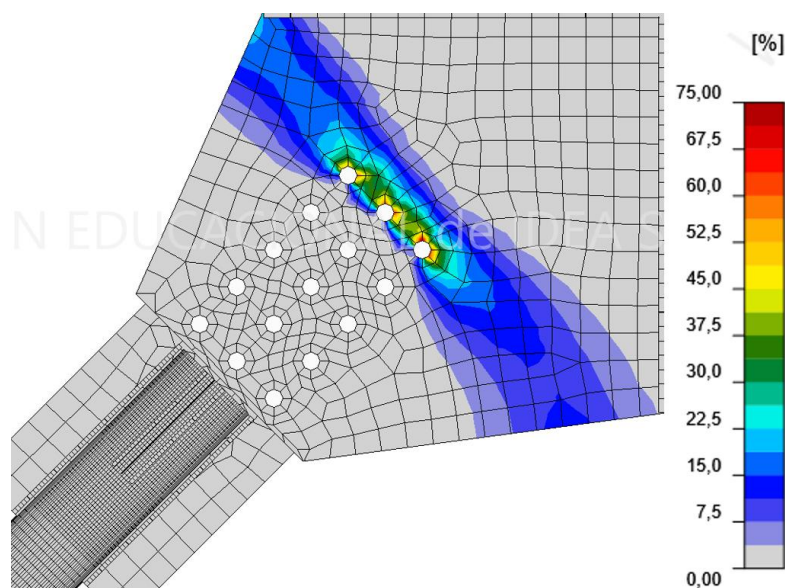


Figura 5.7 Deformación plástica modelo de conexión emperrada modificada para caso de carga C2(a)

La distribución de esfuerzos equivalentes se muestra en la Figura 5.8, se presentan esfuerzos similares al modelo original, solo para el caso de carga C2(a) se observan esfuerzos de mayor magnitud en el gusset inferior a la altura de la primera fila de pernos, lo cual concuerda con el único perno que falla en este diseño, el perno de la posición 16 de la placa inferior, posición expuesta en la Figura 4.32.

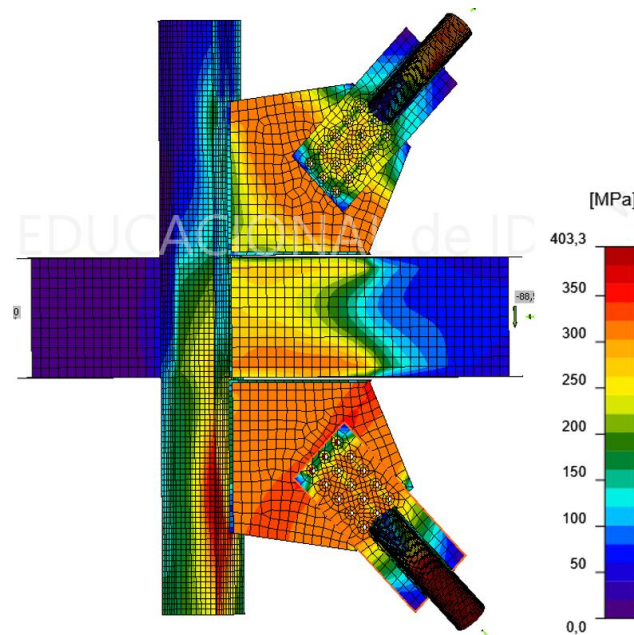


Figura 5.8 Diagrama de esfuerzos modelo de conexión emperrada modificada para carga C2(a)

5.4. Conclusión

A pesar de realizar modificaciones permitidas según el cálculo normativo, estas modificaciones generaron grandes diferencia en el comportamiento de las conexiones. La modificación en el modelo soldado tuvo un impacto menor, solo quedando fuera de la verificación un cordón de soldadura, mismo cordón que antes de las modificaciones se encontraba muy cercano a su límite permitido. Caso contrario ocurre en el comportamiento del modelo emperrado modificado, siendo destacable el aumento de deformaciones en las placas gusset y el aumento de esfuerzos equivalentes, de lo cual deriva la no verificación de pernos.

Estos comportamientos son imposibles de predecir por medio de cálculos manuales, por lo que toma relevancia IDEA StatiCa y su metodología CBFEM.

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES

El presente trabajo tuvo como finalidad contrastar los resultados obtenidos en el diseño por capacidad de conexiones de acero SCBF, específicamente uniones viga-columna con doble arriostramiento, mediante las normativas AISC 360-16 y AISC 341-16, con aquellos derivados del modelado computacional utilizando el software IDEA StatiCa. De esta manera, se buscó aportar evidencia acerca de la validez de los enfoques tradicionales frente a metodologías de análisis avanzado, evaluando en qué medida ambos entregan resultados consistentes o divergentes y cómo su uso conjunto puede enriquecer el proceso de diseño estructural.

En relación con los objetivos planteados, se verificó que el diseño de la conexión soldada, desarrollado conforme a las disposiciones de la AISC, presentó coherencia global con el modelado computacional, aunque este último permitió identificar concentraciones de esfuerzos y deformaciones plásticas en los cordones de soldadura que los métodos manuales ignoran. De forma similar, la conexión empernada mostró resultados concordantes entre normativa y software, aunque IDEA StatiCa reveló una mayor utilización en los pernos más exigidos, lo que indica un diseño altamente optimizado que la aproximación normativa no refleja con el mismo nivel de detalle. La comparación general entre ambos enfoques evidenció que, si bien las normativas entregan resultados seguros y verificables, el análisis numérico aporta una visión más precisa de la distribución real de esfuerzos, deformaciones y modos de pandeo, constituyéndose en un complemento valioso para el diseño de uniones complejas. Asimismo, al modificar la geometría de las placas gusset se constató que su configuración influye de manera significativa en el comportamiento de la unión, presentando efectos particulares para cada caso.

La metodología aplicada, basada en el uso combinado de planillas de cálculo normativas y modelación numérica avanzada, resultó efectiva para contrastar los enfoques disponibles en el diseño estructural. Mientras los métodos manuales proporcionan una base normativa sólida y de fácil verificación, IDEA StatiCa ofrece una caracterización más detallada y realista del comportamiento de las conexiones, especialmente en configuraciones estructurales complejas. La integración de ambas perspectivas constituye un aporte al conocimiento, pues valida la aplicabilidad de la normativa y, al mismo tiempo, revela sus limitaciones frente a escenarios donde las simplificaciones geométricas dejan de ser representativas.

Finalmente, este estudio deja abiertas diversas líneas de investigación que podrían ser abordadas en el futuro, como la extensión del análisis a otros tipos de conexiones sismorresistentes, la incorporación de análisis dinámicos no lineales que permitan capturar con mayor fidelidad la respuesta estructural bajo cargas sísmicas, la evaluación del efecto de diferentes calidades de acero y espesores de placas gusset en el comportamiento de las uniones, o el desarrollo de estudios experimentales que respalden de manera empírica los resultados numéricos obtenidos. Asimismo, sería relevante implementar estas herramientas en el análisis de estructuras completas, con el fin de evaluar la interacción entre múltiples conexiones y su influencia en el desempeño global del sistema.

En síntesis, el presente trabajo contribuye al conocimiento al establecer una comparación sistemática entre métodos normativos y modelación avanzada en el diseño de conexiones viga-columna con doble arriostramiento. Se concluye que la normativa AISC constituye el pilar fundamental para garantizar la seguridad estructural, pero que el uso de herramientas como IDEA StatiCa potencia significativamente la capacidad de análisis, al identificar comportamientos locales, modos de falla y efectos de la geometría que el enfoque tradicional no logra capturar. De este modo, se propone una visión integrada en la práctica profesional: utilizar la normativa como base de diseño y el software como complemento analítico, permitiendo al ingeniero disponer de criterios más robustos para enfrentar el diseño de conexiones complejas en acero, particularmente en contextos de alta demanda sísmica como el chileno.

REFERENCIAS

Instituto Nacional de Normalización. (2025). NCh2369-2025 Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales.

IDEA StatiCa. (2025). *IDEA StatiCa [Software]*. IDEA StatiCa s.r.o. <https://www.ideastatica.com/>

American Institute of Steel Construction. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-16)*. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction.

American Institute of Steel Construction. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341-16)*. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction.

Instituto Nacional de Normalización (Chile). (2016). *Construcción – Estructuras de acero – Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios* (NCh427/1:2016). INN.

American Institute of Steel Construction. (2018). *Seismic Design Manual* (3rd ed.). American Institute of Steel Construction.

ANEXO 1.1 CONTRIBUCIÓN A LOS OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE

Los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) constituyen un llamamiento universal a la acción para poner fin a la pobreza, proteger el planeta y mejorar las vidas y las perspectivas de las personas en todo el mundo. Seleccione a cuál o cuáles de los 17 ODS contribuye su trabajo de Memoria de Título:

- ☐ ODS-1 : Fin de la pobreza.
- ☐ ODS-2 : Hambre cero.
- ☐ ODS-3 : Salud y bienestar.
- ☐ ODS-4 : Educación de calidad.
- ☐ ODS-5 : Igualdad de género.
- ☐ ODS-6 : Agua limpia y saneamiento.
- ☐ ODS-7 : Energía asequible y no contaminante.
- ☒ ODS-8 : Trabajo decente y crecimiento económico.
- ☒ ODS-9 : Industria, innovación e infraestructura.
- ☐ ODS-10 : Reducción de las desigualdades.
- ☒ ODS-11 : Ciudades y comunidades sostenibles.
- ☐ ODS-12 : Producción y consumo responsables.
- ☐ ODS-13 : Acción por el clima.
- ☐ ODS-14 : Vida Submarina.
- ☐ ODS-15 : Vida de ecosistemas terrestres.
- ☐ ODS-16 : Paz, justicia e instituciones sólidas.
- ☐ ODS-17 : Alianzas para lograr los objetivos.

Vinculación

La investigación desarrollada se relaciona directamente con el ODS 9, al proponer una innovación en el diseño de conexiones de acero que favorece la creación de estructuras más seguras y resistentes, contribuyendo así a una mayor continuidad operativa en la industria. Esto también implica la protección de los empleos de trabajadores y proveedores, así como una disminución de pérdidas económicas, en concordancia con el ODS 8. Asimismo, el fortalecimiento de la seguridad estructural reduce la probabilidad de colapsos o daños graves, minimizando la generación de escombros y residuos y evitando los impactos ambientales y económicos asociados a la reconstrucción, alineándose con el ODS 11.
--

ANEXO 3.1 MEMORIA DE CÁLCULO PARA EL DISEÑO DE CONEXIONES VIGA A COLUMNA CON DOBLE ARRIOSTRAMIENTO

Diseño de conexión de arriostramiento a viga/columna SCBF

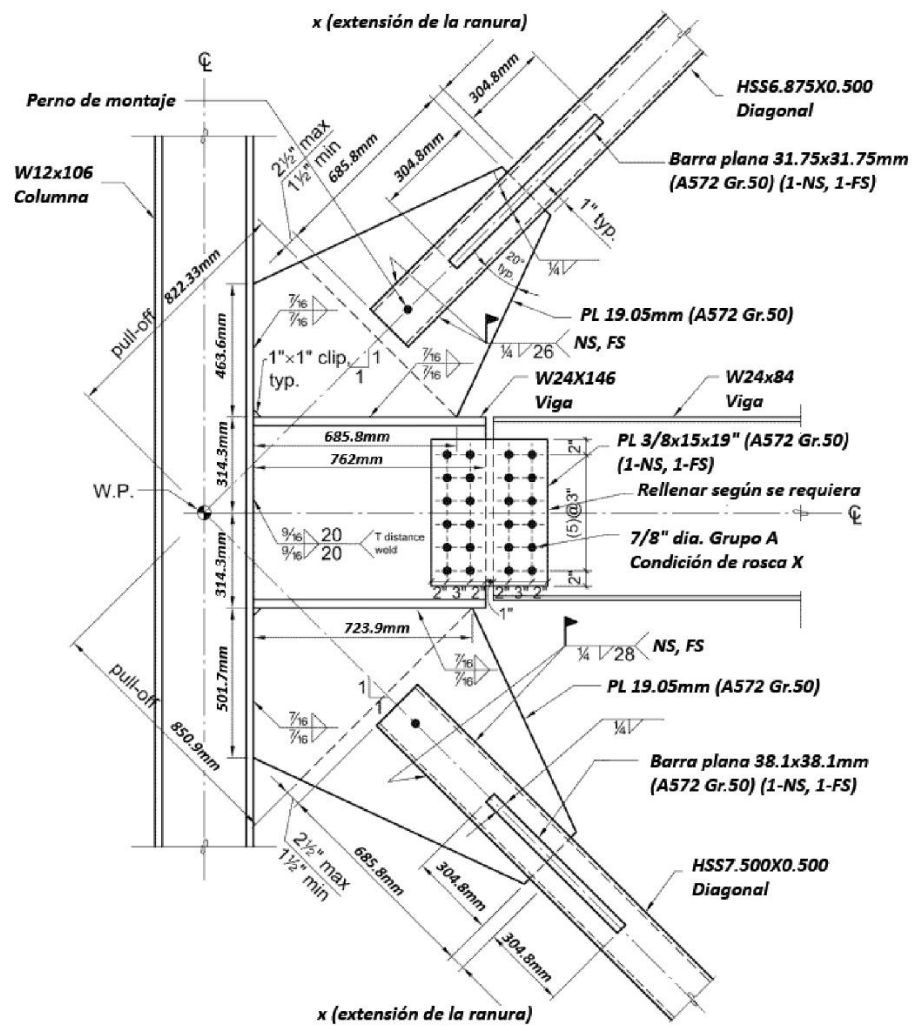


Fig 1. Geometría y diseño completo.

Para la junta JT - 2 en el 3er nivel de la figura 2.

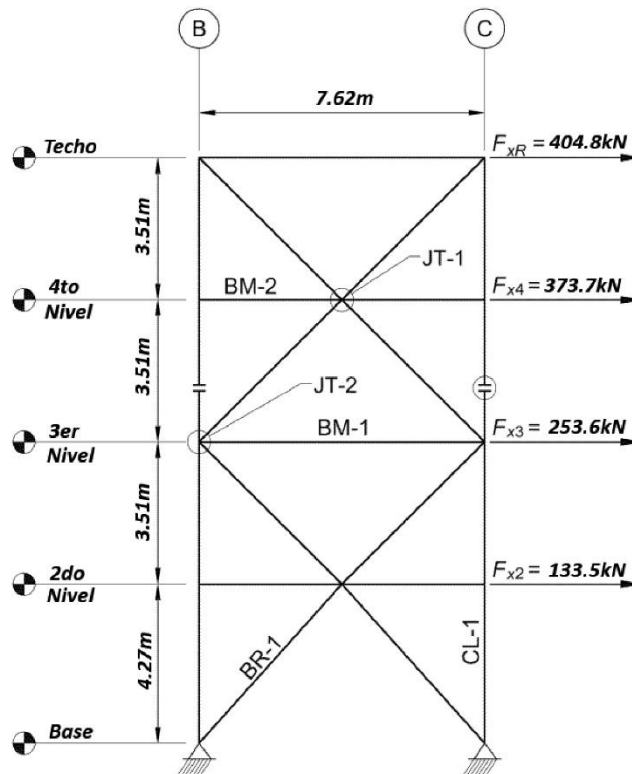


Fig 2. Estructura en elevación

Diseñe la conexión entre los arriostramientos, la viga y la columna utilizando empalmes en la viga, alejados de las placas gusset. El arriostramiento está diseñado para pandearse fuera del plano. Utilice placas gusset soldadas ASTM A572 Grado 50 concéntricas a los arriostramientos y electrodos de 482.63MPa (70ksi) para conectar los arriostramientos a las placas gusset, y estas a la viga y la columna. Los arriostramientos son perfiles redondos de acero de sección HSS, ASTM A500 Grado C, la columna es ASTM A913 Grado 65 W12x106, y la viga es ASTM A992 W24x84. Las barras de refuerzo de los arriostramientos son ASTM A572 Grado 50. Esta conexión utiliza empalmes ASTM A572 Grado 50 en la viga, lejos de la conexión. Se utilizan casquillos de viga ASTM A992 W24x146 en los extremos de la viga para satisfacer la alta demanda de esfuerzo cortante de las diagonales sobre la conexión. Se utilizan pernos grupo A con roscas excluidas del plano de esfuerzo cortante (condición de rosca X) y electrodos de soldadura de 482.63MPa (70ksi). Los esfuerzos cortantes y los momentos en la viga debidos a la gravedad son:

$$V_D = 49.8\text{kN} \text{ (12.2kip) } \mid V_L = 37.8\text{kN} \text{ (8.5kip)}$$

$$M_D = 162.7\text{kN}\cdot\text{m} \text{ (120kip}\cdot\text{ft) } \mid M_L = 135.6\text{kN}\cdot\text{m} \text{ (100kip}\cdot\text{ft)}$$

Índice

1.- Generalidades

2.- Resistencias esperadas

2.1. - Determinar la resistencia axial esperada de la viga con base en la Sección F2.3(a) de Disposiciones Sísmicas del AISC.

2.2. - Determinar la resistencia axial esperada de la viga con base en la Sección F2.3(b) de las Disposiciones Sísmicas de AISC

2.3. - Determinar la resistencia cortante esperada de la viga

3. - Casos de diseño

3.1. - Caso de diseño I

3.2. - Caso de diseño II

4. - Consideraciones de diseño de miembros principales

5. - Diseño de placa gusset

5.1. - Diseño soldadura gusset - diagonal

5.2. - Determine la longitud mínima, l , requerida para el solape diagonal - gusset.

5.3. - Verifique que la conexión del arriostramiento pueda soportar el pandeo del mismo, de acuerdo con la Sección F2.6c.3 de Disposiciones Sísmicas del AISC.

5.4. - Determinar el espesor de la placa gusset para el estado límite de fluencia por tracción en la sección Whitmore

5.5. - Verificar la rotura por corte de la placa gusset

5.6. - Determinar la geometría del gusset

5.7. - Conexión superior diagonal - gusset

5.8. - Verifique que la placa gusset superior no esté doblada en la sección Whitmore

5.9. - Conexión inferior diagonal - gusset

5.9.1. - Verifique el área neta efectiva de la diagonal

5.9.2. - Diseño de soldaduras que conectan las barras planas a la diagonal

5.10. - Verifique que la placa gusset inferior no esté doblada en la sección Whitmore.

5.11. - Interfaces de fuerzas (Método UFM)

5.11.1. - Gusset superior - Caso diseño I

5.11.2. - Gusset inferior - Caso diseño I

5.11.3. - Gusset superior - Caso diseño II

5.11.4. - Gusset inferior - Caso diseño II

6. - Requisitos de ductilidad

7. - Diseño de empalme

- 7.1. - Verifique el cojinete de perno y el desgarró en W24×146 y W24x84
- 7.2. - Tamaño de placas de empalme
- 7.3. - Verificar la compresión axial de las placas de empalme
- 7.4. - Verifique la sección bruta del empalme para esfuerzo cortante y de flexión para fuerzas de gravedad.
- 7.5. - Verifique la sección de la red de empalme para detectar rotura por corte y flexión para fuerzas de gravedad
- 7.6. - Verifique el empalme para determinar la fluencia por corte y flexión debido a las fuerzas de gravedad y sísmicas.
- 7.7. - Verifique la sección de la red de empalme para detectar rotura por corte y flexión debido a fuerzas de gravedad y sísmicas.
- 7.8. - Compruebe la ductilidad del empalme

8. - Interfaz viga - columna(Caso de diseño I)

- 8.1. - Verificar la sección bruta del muñón de la viga para determinar fluencia por corte y tensión.
- 8.2. - Diseño de soldadura de alma a columna de extremo de viga
- 8.3. - Chequeo fluencia local en el alma de la columna
- 8.4. - Chequeo deformación local en el alma de la columna

9. - Interfaz viga - columna(Caso de diseño II)

- 9.1. - Verificar la sección bruta del muñón de la viga para determinar la fluencia por corte y tensión.
- 9.2. - Diseño de soldadura de alma a columna de extremo de viga

10. - Interfaz viga - gusset superior(Caso de diseño I)

- 10.1. - Verifique gusset superior para determinar fluencia por corte y tensión a lo largo del ala de la viga.
- 10.2. - Diseño de soldadura Ala viga - gusset superior
- 10.3. - Resistencia del trozo de viga
- 10.3.1.- Chequeo fluencia local del alma
- 10.3.2. - Chequeo deformación local del alma

11. - Interfaz viga - gusset superior(Caso de diseño II)

- 11.1. - Verifique gusset superior para determinar fluencia por corte y tensión a lo largo del ala de la viga.
- 11.2. - Diseño de soldadura de Ala viga - gusset superior

11.3. - Resistencia del trozo de viga

11.3.1. - Chequeo fluencia local del alma

11.3.2. - Chequeo deformación local del alma

12. - Interfaz columna - gusset superior(Caso de diseño I)

12.1. - Diseño de soldadura de ala de la columna a gusset superior

12.2. - Verifique gusset superior para determinar fluencia por corte ytensión a lo largo del ala de la columna.

12.3. - Chequeo fluencia local en el alma de la columna

12.4. - Chequeo deformación local en el alma de la columna

12.5. - Verificar la resistencia al corte del alma de la columna

13. - Interfaz columna - gusset superior(Caso de diseño II)

14. - Interfaz viga - gusset inferior(Caso de diseño I)

14.1. - Verifique gusset inferior para determinar fluencia por corte ytensión a lo largo del ala de la viga.

14.2. - Diseño de soldadura ala viga - gusset inferior

14.3. - Resistencia del trozo de viga

14.3.1. - Chequeo fluencia local del alma

14.3.2. - Chequeo deformación local del alma

15. - Interfaz viga - gusset inferior(Caso de diseño II)

15.1. - Verifique gusset inferior para determinar fluencia por corte ytensión a lo largo del ala de la viga.

15.2. - Diseño de soldadura ala viga - gusset inferior

15.3. - Verificar la fluencia local del alma del extremo de la viga

15.4. - Compruebe la deformación local del alma del trozo de viga

16.- Interfaz columna-gusset inferior (Caso de diseño I)

16.1. - Diseño de soldadura columna - gusset inferior

16.2. - Verifique el gusset inferior para determinar fluencia por corte ytensión a lo largo del ala de la columna.

16.3. - Chequeo fluencia local en el alma de la columna

16.4. - Chequeo deformación local en el alma de la columna

16.5. - Verificar la resistencia al corte del alma de la columna

17. - Interfaz columna - gusset inferior(Caso de diseño II)

- 17.1. - Diseño de soldadura ala comluna - gusset inferior
- 17.2. - Verifique el gusset inferior para determinar fluencia por corte ytensión a lo largo del ala de la columna.
- 17.3. - Chequeo fluencia local en el alma de la columna
- 17.4. - Chequeo deformación local en el alma de la columna
- 17.5. - Verificar la resistencia al corte del alma de la columna

18.- Conexión diagonal-gusset apernada

- 18.1- Conexión superior
 - 18.1.1- Diseño de soldadura entre perfil y placa conectora
 - 18.1.2.- Diseño de conexión de la placa conectora
 - 18.1.3.- Resistencia de los elementos al corte (J4.2)
 - 18.1.4.- Resistencia de la placa conectora
 - 18.1.5.- Verificación de resistencia placa Gusset
 - 18.1.6.- Verifique el área neta efectiva del soporte
 - 18.1.7.- Diseño de soldaduras que conectan barras planas al soporte
- 18.2.- Conexión inferior
 - 18.2.1.- Diseño de soldadura entre perfil y placa conectora
 - 18.2.2.- Diseño de conexión de la placa conectora
 - 18.2.3.- Resistencia de los elementos al corte (J4.2)
 - 18.2.4.- Resistencia de la placa conectora
 - 18.2.5.- Verificación de resistencia placa Gusset
 - 18.2.6.- Verifique el área neta efectiva del soporte
 - 18.2.7.- Diseño de soldaduras que conectan barras planas al soporte
- 18.3.- Interfaces de fuerzas (Método UFM)
- 18.4.- Diseño soldadura alma de viga a columna
- 18.5.- Diseño soldadura gussets a columna y viga

1.- Generalidades

Este diseño de conexión utiliza empalmes en la viga para proporcionar una conexión simple de viga a columna que satisface la Sección F2.6b(a) de Disposiciones Sísmicas del AISC.

De las Tablas 2-4 y 2-5 del Manual AISC, las propiedades del material son las siguientes:

ASTM A572 Grado 50	ASTM A500 Grado C	ASTM A913 Grado 65	ASTM A992
$F_y = 344.74 \text{ MPa}$ (50ksi)	$F_y = 317.16 \text{ MPa}$ (46ksi)	$F_y = 448.16 \text{ MPa}$ (65ksi)	$F_y = 344.74 \text{ MPa}$ (50ksi)
$F_u = 448.16 \text{ MPa}$ (65ksi)	$F_u = 427.48 \text{ MPa}$ (62ksi)	$F_u = 551.58 \text{ MPa}$ (80ksi)	$F_u = 448.16 \text{ MPa}$ (65ksi)

Tabla 1. Propiedades de los aceros.

De las Tablas 1-1 y 1-13 del Manual AISC, las propiedades geométricas son las siguientes:

HSS 6.875X0.500	HSS 7.500X0.500	W 24X84	W24X146	W12X106
$A = 6038.7 \text{ mm}^2$ (9.36in ²)	$A = 6645.15 \text{ mm}^2$ (10.3in ²)	$d = 612.14 \text{ mm}$ (24.1in)	$A = 27741.9 \text{ mm}^2$ (43in ²)	$d = 327.66 \text{ mm}$ (12.9in)
$D = 174.63 \text{ mm}$ (6.875in)	$D = 190.5 \text{ mm}$ (7.5in)	$t_w = 11.94 \text{ mm}$ (0.47in)	$d = 627.38 \text{ mm}$ (24.7in)	$t_w = 15.49 \text{ mm}$ (0.61in)
$t_{des} = 11.81 \text{ mm}$ (0.465in)	$t_{des} = 11.81 \text{ mm}$ (0.465in)	$t_f = 19.56 \text{ mm}$ (0.77in)	$t_w = 16.51 \text{ mm}$ (0.65in)	$t_f = 25.15 \text{ mm}$ (0.99in)
$r = 57.66 \text{ mm}$ (2.27in)	$r = 63.25 \text{ mm}$ (2.49in)	$k_{des} = 32.26 \text{ mm}$ (1.27in)	$t_f = 27.69 \text{ mm}$ (1.09in)	$k_{des} = 40.39 \text{ mm}$ (1.59in)
			$k_{des} = 40.39 \text{ mm}$ (1.59in)	
			$T = 508 \text{ mm}$ (20in)	
			$r_y = 76.45 \text{ mm}$ (3.01in)	

Tabla 2. Propiedades Geométricas.

El diseño completo de la conexión se muestra en la figura 1. La geometría de la conexión y las fuerzas en los elementos se muestran en las figuras 3 y 4.

En esta conexión de esquina, dado que los arriostramientos sobre y debajo de la viga no son del mismo tamaño, la dirección de la carga afecta la cantidad de fuerza que debe considerarse en el diseño de la conexión. Se considerarán dos casos de diseño.

Las Secciones F2.3(a) y F2.3(b) de las Disposiciones Sísmicas del AISC definen los dos análisis de mecanismos que deben considerarse para determinar la resistencia esperada de vigas, columnas y conexiones. La Sección F2.6(c) de las Disposiciones Sísmicas del AISC especifica la resistencia esperada de las conexiones de arriostramiento.

Para este caso, se aplicarán los requisitos de la Sección F2.3 de las Disposiciones Sísmicas del AISC. Las tablas a continuación se calcularon según la sección mencionada anteriormente.

Miembro (Arriostramiento)	Area (in ²)	$R_y \cdot F_y \cdot A_g$ (kips)
HSS 6.875x0.500	6038.7 mm ² (9.36in ²)	2491 kN (560kip)
HSS 7.500x0.500	6645.15 mm ² (10.3in ²)	2740.1 kN (616kip)

Tabla 3. Resistencia esperada a la tracción

Miembro (Arriostramiento)	$A = A_g$	F_{cre}	$(1/0.877)^* F_{cre} \cdot A_g$
HSS 6.875x0.500	6038.7 mm ² (9.36in ²)	290.27 MPa (42.1ksi)	1997.25 kN (449kip)
HSS 7.500x0.500	6645.15 mm ² (10.3in ²)	307.51 MPa (44.6ksi)	2330.87 kN (524kip)

Tabla 4. Resistencia esperada a la compresión

Miembro (Arriostramiento)	$A = A_g$	F_{cre}	$0.3^*[(1/0.877)^* F_{cre} \cdot A_g]$
HSS 6.875x0.500	6038.7 mm ² (9.36in ²)	290.27 MPa (42.1ksi)	600.51 kN (135kip)
HSS 7.500x0.500	6645.15 mm ² (10.3in ²)	307.51 MPa (44.6ksi)	698.37 kN (157kip)

Tabla 5. Resistencia esperada a la compresión post pandeo.

2.- Resistencias esperadas

2.1.- Determinar la resistencia axial esperada de la viga con base en la Sección F2.3(a) de Disposiciones Sísmicas del AISC.

Según la Sección F2.3(a) de las Disposiciones Sísmicas del AISC, la resistencia axial esperada de la viga se basa en las resistencias esperadas de los arriostramientos en tensión y en compresión. Para determinar la fuerza axial esperada sobre la viga, la componente horizontal de la diferencia entre la suma de las resistencias esperadas de los arriostramientos debajo de la viga y la suma de las resistencias esperadas de los arriostramientos sobre la viga puede considerarse como una "fuerza de piso". La fuerza de piso para el análisis de la Sección F2.3(a) de las Disposiciones Sísmicas del AISC, con los arriostramientos a tracción y compresión a sus resistencias esperadas, es:

$$P_x = [\Sigma(\text{FuerzasBajoViga}) - \Sigma(\text{FuerzasSobreViga})] \cdot \sin(45^\circ)$$

$$P_x = [(2330.9 \text{ kN} + 2740.1 \text{ kN}) - (2491 \text{ kN} + 1997.2 \text{ kN})] \cdot \sin(45^\circ)$$

$$P_x = 412 \text{ kN} \text{ (92.6kip)}$$

Debido a que el marco arriostrado se encuentra en el tramo central de un edificio de tres tramos, la mitad de la fuerza de este piso ingresa al tramo arriostrado desde cada lado.

$$P_u = \frac{P_x}{2}$$

$$P_u = 206\text{kN} \text{ (46.3kip)}$$

2.2.- Determinar la resistencia axial esperada de la viga con base en la Sección F2.3(b) de las Disposiciones Sísmicas de AISC

Según la Sección F2.3(b) de las Disposiciones Sísmicas del AISC, la resistencia axial esperada de la viga se basa en las resistencias esperadas de los arriostramientos en tensión y en compresión tras el pandeo. Para determinar la fuerza axial esperada sobre la viga, la componente horizontal de la diferencia entre la suma de las resistencias esperadas de los arriostramientos debajo de la viga y la suma de las resistencias esperadas de los arriostramientos sobre la viga puede considerarse como una "fuerza de piso". La fuerza de piso para el análisis de la Sección F2.3(b) de las Disposiciones Sísmicas del AISC, con los arriostramientos en tensión y los arriostramientos en compresión, en sus resistencias esperadas tras el pandeo, es:

$$P_x = [\Sigma(\text{FuerzasBajoViga}) - \Sigma(\text{FuerzasSobreViga})] \cdot \sin(45^\circ)$$

$$P_x = ((698.4\text{kN} + 2740.1\text{kN}) - (2491\text{kN} + 600.5\text{kN})) \cdot \sin(45^\circ)$$

$$P_x = 245.54\text{kN} \text{ (55.2kip)}$$

Debido a que el marco arriostrado se encuentra en el tramo central de un edificio de tres tramos, la mitad de la fuerza de este piso ingresa al tramo arriostrado desde cada lado.

$$P_u = \frac{P_x}{2}$$

$$P_u = 122.7\text{kN} \text{ (27.6kip)}$$

La resistencia axial real esperada de la viga es la diferencia de fuerzas en el nodo, ver figura 4:

$$P_u = [122.7\text{kN} - (698.4\text{kN} - 2491\text{kN})] \cdot \sin(45^\circ)$$

$$P_u = 1392.3\text{kN} \text{ (313kip)}$$

2.3.- Determinar la resistencia cortante esperada de la viga

No hay esfuerzo cortante en la viga debido a cargas sísmicas. La resistencia al esfuerzo cortante esperada de la viga debido a cargas gravitacionales es calculada utilizando la combinación de carga 6 del ASCE/SEI 7, sección 2.3.6, con los efectos de carga sísmica (nulos), incluida la sobrerresistencia incorporada en la sección 12.4.3:

$$V_u = (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot V_D + V_{Emh} + 0.5 \cdot V_L + 0.2 \cdot V_S$$

$$V_u = (1.2 + 0.2 \cdot 1) \cdot 49.82\text{kN} + 0\text{kN} + 0.5 \cdot 37.81\text{kN} + 0.2 \cdot 0\text{kN}$$

$$V_u = 88.5\text{kN} \text{ (19.9kip)}$$

3.- Casos de diseño

3.1.- Caso de diseño I

El Caso de Diseño I, consta de resistencias de arriostramiento que corresponden a fuerzas laterales aplicadas en la dirección x positiva. Las fuerzas de arriostramiento por encima y por debajo de la viga deben considerarse simultáneamente, incluyendo la resistencia esperada a tracción, la resistencia esperada a compresión y la resistencia a compresión posterior al pandeo. Los dos conjuntos de fuerzas a considerar en el Caso de Diseño I se muestran en las figuras 3 y 4.

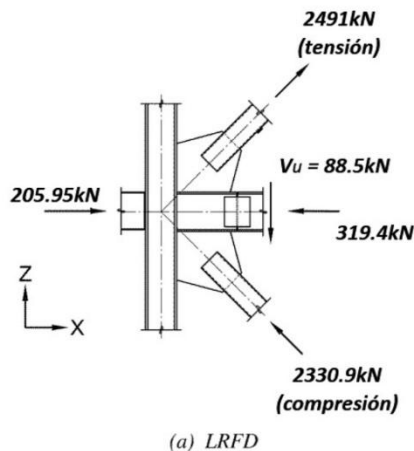


Fig 3. Resistencia requerida según la Sección F2.3(a) de Disposiciones Sísmicas del AISC para el Caso de Diseño I.

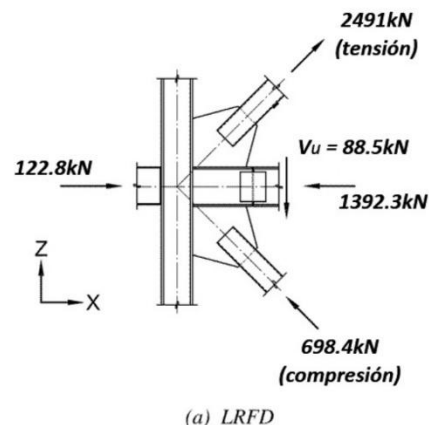


Fig 4. Resistencia requerida según la Sección F2.3(b) de Disposiciones Sísmicas del AISC para el Caso de Diseño I.

3.2.- Caso de diseño II

El Caso de Diseño II muestra las resistencias de los arriostramientos correspondientes a las fuerzas laterales aplicadas en x negativo. El arriostramiento sobre la viga alcanza su resistencia esperada (post-pandeo) en compresión, y el inferior lo hace en tracción. Estas fuerzas deben considerarse simultáneamente. Las fuerzas a considerar en el Caso de Diseño II se muestran en las figuras 5 y 6.

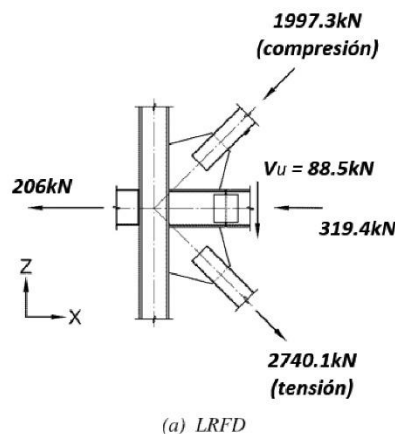


Fig 5. Resistencia requerida según la Sección F2.3(a) de Disposiciones Sísmicas del AISC para el Caso de Diseño II.

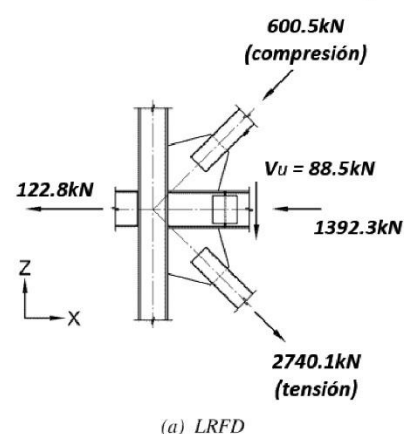


Fig 6. Resistencia requerida según la Sección F2.3(b) de Disposiciones Sísmicas del AISC para el Caso de Diseño II.

4.- Consideraciones de diseño de miembros principales

Considerando los casos de diseño I y II, el esfuerzo cortante vertical máximo total es la suma de los componentes verticales de la resistencia esperada de los arriostramientos por encima y por debajo de la viga.

Para el caso de diseño I, este corte es:

$$V_u = (2491\text{kN} + 2330.9\text{kN}) \cdot \cos(45^\circ)$$

$$V_u = 3411.8\text{kN} \text{ (767kip)}$$

Para el caso de diseño II, este corte es:

$$V_u = (-1997.2\text{kN} + -2740.1\text{kN}) \cdot \cos(45^\circ)$$

$$V_u = -3349.5\text{kN} \text{ (-753kip)}$$

El Caso de Diseño I es el que controla. En el análisis habitual, ya sea por computadora o manual, de este problema de diseño, donde todos los elementos se intersecan en un punto de trabajo común del eje de gravedad, la viga no participa en la absorción de este esfuerzo cortante y está diseñada para cargas gravitacionales y la carga axial debida al análisis de mecanismos requerido por la Sección F2.3 de las Disposiciones Sísmicas del AISC.

En realidad, sin embargo, la viga participa junto con las cartelas como principal portadora del esfuerzo cortante debido a las componentes verticales de la fuerza de arriostramiento. El esfuerzo cortante vertical total en este caso es de 767kips.

Como regla general, la viga debe ser capaz de soportar la mitad o más de este esfuerzo cortante, más el esfuerzo cortante especificado debido a la gravedad, para evitar la necesidad de placas dobles. La viga W24×84 elegida, con una resistencia al corte disponible de 340kips según la Tabla 6-2 del Manual AISC, requerirá placas dobles.

5.- Diseño de placa gusset

5.1.- Diseño soldadura gusset-diagonal

Diseño con soldaduras de campo de una sola pasada de 6.35mm (1/4 in) entre la diagonal y el gusset. Según la Tabla J2.4 de especificaciones del AISC, el tamaño mínimo de soldadura requerido es de 4.7625mm (3/16 in), basado en el espesor de 11.81mm (0.465in) de la diagonal.

La longitud de soldadura necesaria se determina mediante las ecuaciones 8-2a y 8-2b del Manual AISC. Para el gusset superior, la fuerza máxima es de 2491kN (560kip), por lo tanto:

$$\phi R_n = 0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot D \cdot l$$

$$l = \frac{P_u}{4 \cdot 0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot D}$$

$$l = \frac{2491 \text{ kN}}{4 \cdot 0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot 4}$$

$$l = 637.54 \text{ mm} (25.1 \text{ in})$$

Utilizar cuatro soldaduras de filete de 660.4mm (26in) de largo y 6.35mm (1/4 in) de ancho para conectar la diagonal sobre la viga a la placa gusset.

Para el gusset inferior, la fuerza máxima es de 2740.1kN (616kip) y la longitud de soldadura requerida es:

$$l = \frac{P_u}{4 \cdot 0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot D}$$

$$l = \frac{|-2740.1 \text{ kN}|}{4 \cdot 0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot 4}$$

$$l = 703.58 \text{ mm} (27.7 \text{ in})$$

Utilizar cuatro soldaduras de filete de 711.2mm (28in) de largo y 6.35mm (1/4 in) de ancho para conectar la diagonal debajo de la viga a la placa gusset.

5.2.- Determine la longitud mínima, l, requerida para el solape diagonal-gusset.

El estado límite de rotura por cortante en el muro de arriostramiento se utiliza para determinar la longitud mínima de solape entre diagonal y gusset. Utilizando la sección J4.2 de la especificación AISC, incluyendo R_t , de la tabla A3.1 de disposiciones sísmicas de AISC:

$$R_t = 1.2$$

$$R_n = 0.6 \cdot R_t \cdot F_u \cdot A_{nv}$$

En esta ecuación, A_{nv} se toma como el área de la sección transversal de las cuatro paredes del arriostramiento, $A_{nv} = 4 \cdot l \cdot t_{des}$. Entonces:

$$R_n = 0.6 \cdot R_t \cdot F_u \cdot 4 \cdot l \cdot t_{des}$$

$$R_n = 0.6 \cdot 1.2 \cdot 427.5 \text{ MPa} \cdot 4 \cdot 11.811 \text{ mm} \cdot l$$

$$R_n = 14.535 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot l$$

Resolviendo la longitud mínima de solape, l , para la diagonal sobre la viga:

$$l = \frac{P_u}{\Phi \cdot 0.6 \cdot R_t \cdot F_u \cdot 4 \cdot t_{des}}$$

$$l = \frac{2491 \text{ kN}}{0.75 \cdot 14.535 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}}$$

$$l = 228.6 \text{ mm} \text{ (9 in)}$$

La soldadura de filete de 660.4 mm (26 in) de largo y 6.35 mm (1/4 in) de ancho controla.

Resolviendo la longitud mínima de solape, l , para la diagonal debajo de la viga:

$$l = \frac{P_u}{\Phi \cdot 0.6 \cdot R_t \cdot F_u \cdot 4 \cdot t_{des}}$$

$$l = \frac{| -2740.1 \text{ kN} |}{0.75 \cdot 14.535 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}}$$

$$l = 251.46 \text{ mm} \text{ (9.9 in)}$$

La soldadura de filete de 711.2 mm (28 in) de largo y 6.35 mm (1/4 in) de ancho controla.

5.3.- Verifique que la conexión del arriostramiento pueda soportar el pandeo del mismo, de acuerdo con la Sección F2.6c.3 de Disposiciones Sísmicas del AISC.

Los requisitos de la Sección F2.6c.3 de las Disposiciones Sísmicas del AISC se cumplen mediante el uso de la opción (b) de capacidad de rotación. Como se explica en la Nota de Usuario de dicha sección y en la Figura C-F2.19 del Comentario, la adaptación a la rotación inelástica se logra con la diagonal terminando antes de la línea de restricción. La Figura 7 muestra la holgura de $2t$ más allá del extremo de la diagonal.

La elección de una sección Whitmore relativamente pequeña da como resultado un gusset cónico, lo cual es beneficioso porque permite ubicar la diagonal más cerca de la viga y al mismo tiempo acomodar la rotación de la diagonal al proporcionar una holgura de $2t$ según la Sección F2.6c.3 y el Comentario de las Disposiciones Sísmicas del AISC.

5.4.- Determinar el espesor de la placa gusset para el estado límite de fluencia por tracción en la sección Whitmore

Para mantener las placas gusset compactas, se utiliza ángulo de 20°, como se muestra en la figura 7. Un ángulo menor resultará en interfaces de gusset más cortas y soldaduras más grandes, lo que puede generar fuerzas concentradas que provoquen fluencia o deformación en la viga y la columna.

Con $\Phi = 20^\circ$ se puede estimar el espesor del gusset.

Para la diagonal superior, el ancho del gusset en la sección Whitmore es:

$$w_p = D + 2 \cdot l \cdot \tan(\theta)$$

$$w_p = 174.625 \text{ mm} + 2 \cdot 660.4 \text{ mm} \cdot \tan(20)$$

$$w_p = 655.32 \text{ mm} \quad (25.8 \text{ in})$$

La resistencia disponible de la placa gusset en función del estado límite de fluencia por tracción es:

$$R_n = F_y \cdot A_g$$

$$R_n = 344.7 \text{ MPa} \cdot 19.05 \text{ mm} \cdot 655.32 \text{ mm}$$

$$R_n = 4305.9 \text{ kN} \quad (968 \text{ kip})$$

$$\Phi R_n = 0.9 \cdot 4305.9 \text{ kN}$$

$$\Phi R_n = 3874.4 \text{ kN} > 2491 \text{ kN O.K.}$$

Para el soporte debajo de la viga, el ancho del gusset en la sección Whitmore es:

$$w_p = D + 2 \cdot l \cdot \tan(\theta)$$

$$w_p = 190.5 \text{ mm} + 2 \cdot 711.2 \text{ mm} \cdot \tan(20)$$

$$w_p = 708.66 \text{ mm} \quad (27.9 \text{ in})$$

La resistencia disponible de la placa gusset en función del estado límite de fluencia por tracción es:

$$R_n = F_y \cdot A_g$$

$$R_n = 344.7 \text{ MPa} \cdot 19.05 \text{ mm} \cdot 708.66 \text{ mm}$$

$$R_n = 4670.6 \text{ kN} \quad (1050 \text{ kip})$$

$$\Phi R_n = 0.9 \cdot 4670.6 \text{ kN}$$

$$\Phi R_n = 4203.6 \text{ kN} > | -2740.1 \text{ kN} | \text{ O.K.}$$

5.5.- Verificar la rotura por corte de la placa gusset

La resistencia nominal para el estado límite de rotura por cortante del bloque en relación con la carga axial sobre la placa gusset sobre la viga es:

$$R_n = 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \leq 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}$$

Donde:

$$A_{gv} = 2 \text{ planes} \cdot l \cdot t_p$$

$$A_{gv} = 2 \text{ planes} \cdot 660.4 \text{ mm} \cdot 19.05 \text{ mm}$$

$$A_{gv} = 25161.2 \text{ mm}^2 \text{ (39 in}^2 \text{)}$$

$$A_{nt} = D \cdot t_p$$

$$A_{nt} = 174.625 \text{ mm} \cdot 19.05 \text{ mm}$$

$$A_{nt} = 3329.03 \text{ mm}^2 \text{ (5.16 in}^2 \text{)}$$

$$A_{nv} = 2 \text{ planes} \cdot l \cdot t_p$$

$$A_{nv} = 2 \text{ planes} \cdot 660.4 \text{ mm} \cdot 19.05 \text{ mm}$$

$$A_{nv} = 25161.2 \text{ mm}^2 \text{ (39 in}^2 \text{)}$$

$$U_{bs} = 1$$

Entonces:

$$R_n = 0.6 \cdot 448.2 \text{ MPa} \cdot 25161.2 \text{ mm}^2 + 1 \cdot 448.2 \text{ MPa} \cdot 3329.03 \text{ mm}^2 \leq 0.6 \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot 25161.2 \text{ mm}^2 + 1 \cdot 448.2 \text{ MPa} \cdot 3329.03 \text{ mm}^2$$

$$R_n = 8273.7 \text{ kN} > 6716.8 \text{ kN}$$

Por lo tanto:

$$R_n = 6716.8 \text{ kN}$$

$$\Phi R_n = 0.75 \cdot 6716.8 \text{ kN}$$

$$\Phi R_n = 5026.5 \text{ kN} > 2491 \text{ kN O.K.}$$

La resistencia nominal para el estado límite de rotura por cortante del bloque en relación con la carga axial sobre la placa gusset debajo de la viga es:

$$R_n = 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \leq 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}$$

Donde:

$$A_{gv} = 2 \text{ planes} \cdot l \cdot t_p$$

$$A_{gv} = 2 \text{ planes} \cdot 711.2 \text{ mm} \cdot 19.05 \text{ mm}$$

$$A_{gv} = 27096.7 \text{ mm}^2 \text{ (42 in}^2 \text{)}$$

$$A_{nt} = D \cdot t_p$$

$$A_{nt} = 190.5 \text{ mm} \cdot 19.05 \text{ mm}$$

$$A_{nt} = 3632.25 \text{ mm}^2 \text{ (5.63 in}^2 \text{)}$$

$$A_{nv} = 2 \text{ planes} \cdot l \cdot t_p$$

$$A_{nv} = 2 \text{ planes} \cdot 711.2 \text{ mm} \cdot 19.05 \text{ mm}$$

$$A_{nv} = 27096.7 \text{ mm}^2 \text{ (42 in}^2 \text{)}$$

$$U_{bs} = 1$$

Entonces:

$$R_n = 0.6 \cdot 448.2 \text{ MPa} \cdot 27096.7 \text{ mm}^2 + 1 \cdot 448.2 \text{ MPa} \cdot 3632.25 \text{ mm}^2 \leq 0.6 \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot 27096.7 \text{ mm}^2 + 1 \cdot 448.2 \text{ MPa} \cdot 3632.25 \text{ mm}^2$$

$$R_n = 8896.4 \text{ kN} > 7250.6 \text{ kN}$$

Por lo tanto:

$$R_n = 7250.6 \text{ kN}$$

$$\Phi R_n = 0.75 \cdot 7250.6 \text{ kN}$$

$$\Phi R_n = 5426.8 \text{ kN} > | -2740.1 \text{ kN} | \text{ O.K.}$$

5.6.- Determinar la geometría del gusset

A partir de la figura 7, la geometría del gusset se puede determinar de la siguiente manera:

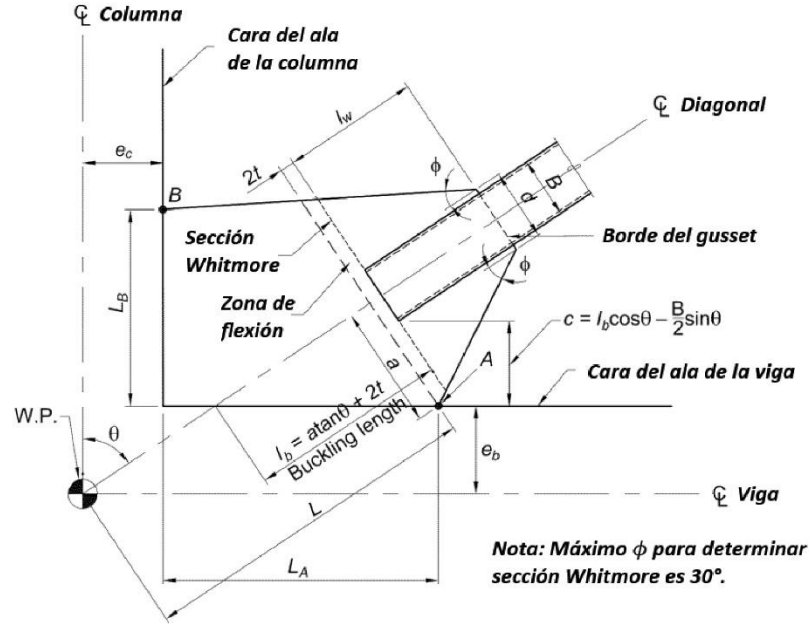


Fig 7. Geometría del Gusset

$$L = \frac{e_b}{\cos(\theta)} + a \cdot \tan(\theta)$$

$$a = \frac{d}{2} + (L_w + 2 \cdot t) \cdot \tan(\phi)$$

$$L_A = \frac{a}{\cos(\theta)} + e_b \cdot \tan(\theta) - e_c$$

$$L_B = (L + L_w + 2 \cdot t) \cdot \cos(\theta) + \frac{d}{2} \cdot \sin(\theta) - e_b - \left[(L + L_w + 2 \cdot t) \cdot \sin(\theta) - \frac{d}{2} \cdot \cos(\theta) - e_c \right] \cdot \tan(90^\circ - \theta - \phi)$$

Para el refuerzo sobre la viga:

El ancho del borde del refuerzo, d , es 50.8mm más ancho que el diámetro de la diagonal para permitir espacio libre entre el HSS y la esquina del gusset, es decir, 25.4mm (1in) en cada lado del HSS.

$$d = 174.625\text{mm} + 50.8\text{mm}$$

$$d = 225.552\text{mm} (8.88\text{in})$$

$$e_b = \frac{627.38\text{mm}}{2}$$

$$e_b = 314.96\text{mm} (12.4\text{in})$$

$$e_c = \frac{327.66 \text{ mm}}{2}$$

$$e_c = 163.83 \text{ mm} \text{ (6.45 in)}$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$\Phi = 20^\circ$$

La Sección F2.6c.3 de las Disposiciones Sísmicas del AISC exige que la conexión de la diagonal soporte las fuerzas de flexión o rotación impuestas por el pandeo de la diagonal.

Esto se puede lograr mediante la opción (a), diseñando la conexión para que tenga una resistencia a la flexión igual a la resistencia a la flexión esperada de la diagonal, $R_y \cdot M_p$, multiplicada por $\frac{1.1}{\alpha_s}$.

También esta la opción (b), proporcionando capacidad de rotación para soportar la rotación requerida.

Esta configuración de la diagonal cumple con la opción (b), ya que proporciona capacidad de rotación al proporcionar la distancia de desplazamiento mínima de $2t$ recomendada en la Sección F2.6c.3 del Comentario de las Disposiciones Sísmicas del AISC. Utilizando una placa gusset de 19.05 mm (3/4 in) de espesor, $2t = 38.1 \text{ mm}$ (1.5 in), pero se utilizan 63.5 mm (2.5 in) para permitir un posible aumento del espesor del gusset a medida que avanzan los cálculos y para tener en cuenta las tolerancias de obra.

Con $l_w = 660.4 \text{ mm}$ (26 in):

$$a = \frac{d}{2} + (l_w + 2 \cdot t) \cdot \tan(\Phi)$$

$$a = \frac{225.55 \text{ mm}}{2} + (660.4 \text{ mm} + 63.5 \text{ mm}) \cdot \tan(20^\circ)$$

$$a = 375.92 \text{ mm} \text{ (14.8 in)}$$

$$L = \frac{e_b}{\cos(\theta)} + a \cdot \tan(\theta)$$

$$L = \frac{314.96 \text{ mm}}{\cos(45^\circ)} + 375.92 \text{ mm} \cdot \tan(45^\circ)$$

$$L = 820.42 \text{ mm} \text{ (32.3 in)}$$

Usar $L = 822.325 \text{ mm}$ (2ft 8(3/8)in)

$$L_A = \frac{a}{\cos(\theta)} + e_b \cdot \tan(\theta) - e_c$$

$$L_A = \frac{375.92 \text{ mm}}{\cos(45^\circ)} + 314.96 \text{ mm} \cdot \tan(45^\circ) - 163.83 \text{ mm}$$

$$L_A = 683.26 \text{ mm} \text{ (26.9 in)}$$

Usar $L_A = 685.8 \text{ mm}$ (2ft 3in)

$$L_B = (L + l_w + 2 \cdot t) \cdot \cos(\theta) + \frac{d}{2} \cdot \sin(\theta) - e_b - \left[(L + l_w + 2 \cdot t) \cdot \sin(\theta) - \frac{d}{2} \cdot \cos(\theta) - e_c \right] \cdot \tan(90^\circ - \theta - \Phi)$$

$$L_B = (820.42\text{mm} + 660.4\text{mm} + 63.5) \cdot \cos(45^\circ) + \frac{225.55\text{mm}}{2} \cdot \sin(45^\circ) - 314.96\text{mm} - \left[(820.42\text{mm} + 660.4\text{mm} + 63.5\text{mm}) \cdot \sin(45^\circ) - \frac{225.55\text{mm}}{2} \cdot \cos(45^\circ) - 163.83\text{mm} \right] \cdot \tan(90^\circ - 45^\circ - 20^\circ)$$

$$L_B = 462.28\text{mm} \text{ (18.2in)}$$

$$\text{Usar } L_B = 463.55\text{mm} \text{ (1ft 6(1/4)in)}$$

$$l_b = a \cdot \tan(\theta) + 2 \cdot t$$

$$l_b = 375.92\text{mm} \cdot \tan(45^\circ) + 63.5\text{mm}$$

$$l_b = 439.42\text{mm} \text{ (17.3in)}$$

Para el refuerzo inferior:

$$d = 190.5\text{mm} + 50.8\text{mm}$$

$$d = 241.3\text{mm} \text{ (9.5in)}$$

$$l_w = 711.2\text{mm} \text{ (28in)}$$

$$2 \cdot t = 63.5\text{mm} \text{ (2.5in)}$$

$$a = \frac{d}{2} + (l_w + 2 \cdot t) \cdot \tan(\Phi)$$

$$a = \frac{241.3\text{mm}}{2} + (711.2\text{mm} + 63.5\text{mm}) \cdot \tan(20^\circ)$$

$$a = 403.86\text{mm} \text{ (15.9in)}$$

$$L = \frac{e_b}{\cos(\theta)} + a \cdot \tan(\theta)$$

$$L = \frac{314.96\text{mm}}{\cos(45^\circ)} + 403.86\text{mm} \cdot \tan(45^\circ)$$

$$L = 848.36\text{mm} \text{ (33.4in)}$$

$$\text{Usar } L = 850.9\text{mm} \text{ (2ft 9(1/2)in)}$$

$$L_A = \frac{a}{\cos(\theta)} + e_b \cdot \tan(\theta) - e_c$$

$$L_A = \frac{403.86\text{mm}}{\cos(45^\circ)} + 314.96\text{mm} \cdot \tan(45^\circ) - 163.83\text{mm}$$

$$L_A = 721.36\text{mm} \text{ (28.4in)}$$

$$\text{Usar } L_A = 723.9\text{mm} \text{ (2ft 4(1/2)in)}$$

$$L_B = (L + l_w + 2 \cdot t) \cdot \cos(\theta) + \frac{d}{2} \cdot \sin(\theta) - e_b - \left[(L + l_w + 2 \cdot t) \cdot \sin(\theta) - \frac{d}{2} \cos(\theta) - e_c \right] \cdot \tan(90^\circ - \theta - \Phi)$$

$$L_B = (848.36\text{mm} + 711.2\text{mm} + 63.5\text{mm}) \cdot \cos(45^\circ) + \frac{241.3\text{mm}}{2} \cdot \sin(45^\circ) - 314.96\text{mm} - \left[(848.36\text{mm} + 711.2\text{mm} + 63.5\text{mm}) \cdot \sin(45^\circ) - \frac{241.3\text{mm}}{2} \cdot \cos(45^\circ) - 163.83\text{mm} \right] \cdot \tan(90^\circ - 45^\circ - 20^\circ)$$

$$L_B = 497.84\text{mm} \text{ (19.6in)}$$

$$\text{Usar } L_B = 501.65\text{mm} \text{ (1ft 7(3/4)in)}$$

$$l_b = a \cdot \tan(\theta) + 2 \cdot t$$

$$l_b = 403.86\text{mm} \cdot \tan(45^\circ) + 63.5\text{mm}$$

$$l_b = 467.36\text{mm} \text{ (18.4in)}$$

Esto completa la geometría del gusset y se puede generar la geometría básica de la figura 1.

5.7.- Conexión superior diagonal-gusset

El diseño de la conexión de la diagonal inferior al gusset en el ejemplo 5.3.7 del AISC Seismic Design Manual es muy similar. Su diseño es adecuado y no es necesario repetirlo aquí.

La disposición se muestra en la figura 1 y el procedimiento de cálculo se detalla más adelante en el punto 5.9. en donde se realiza la conexión inferior diagonal-gusset.

5.8.- Verifique que la placa gusset superior no esté doblada en la sección Whitmore

Determine la resistencia a la compresión disponible utilizando un factor de longitud efectiva, $K=0.6$, para el gusset de esquina extendida, según Dowswell (2006).

$$\frac{L_c}{r} = \frac{0.6 \cdot 439.42\text{mm} \cdot \sqrt{12}}{19.05\text{mm}}$$

$$\frac{L_c}{r} = 47.9$$

Dado que $\frac{L_c}{r} > 25$, de acuerdo con la Sección J4.4 de la Especificación AISC, se aplican las

disposiciones del Capítulo E de la Especificación AISC. La tensión crítica disponible se determina a partir de la Tabla 4-14 del Manual AISC, con $\frac{L_c}{r} = 47.9$:

$$\Phi_c \cdot F_{cr} = 262\text{MPa} \text{ (38ksi)}$$

De la ecuación de especificación E3-1 de AISC, utilizando el ancho en la sección Whitmore, la resistencia a la compresión disponible de la placa gusset superior es:

$$\Phi_c \cdot P_n = \Phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_g$$

$$\Phi_c \cdot P_n = \Phi_c \cdot F_{cr} \cdot t_p \cdot w_p$$

$$\Phi_c \cdot P_n = 262 \text{ MPa} \cdot 19.05 \text{ mm} \cdot 655.32 \text{ mm}$$

$$\Phi_c \cdot P_n = 3269.4 \text{ kN} > 1997.2 \text{ kN O.K.}$$

5.9.- Conexión inferior diagonal-gusset

5.9.1.- Verifique el área neta efectiva de la diagonal

Según la Sección F2.5b(c) de las Disposiciones Sísmicas del AISC, el área neta efectiva de la diagonal, A_e , no debe ser menor que su área bruta, A_g .

El área neta es:

$$A_n = A_g - 2 \cdot (t_p + 2 \cdot \text{gap}) \cdot t_{des}$$

Usando un espacio de 1.5875 mm (1/16 in) en cada lado de la ranura de la diagonal para dejar espacio para el montaje:

$$A_n = 6645.15 \text{ mm}^2 - 2 \cdot [19.05 \text{ mm} + 2 \cdot 1.5875 \text{ mm}] \cdot 11.811 \text{ mm}$$

$$A_n = 6122.57 \text{ mm}^2 (9.49 \text{ in}^2)$$

De la Tabla de especificaciones D3.1 de AISC, Caso 5, dado que $l > 1.3 \cdot D$, $U = 1$ y el área neta efectiva es:

$$A_e = U \cdot A_n$$

$$A_e = 1 \cdot 6122.57 \text{ mm}^2$$

$$A_e = 6122.57 \text{ mm}^2 (9.49 \text{ in}^2)$$

Dado que $A_e < A_g$, se requiere refuerzo. El área aproximada de refuerzo requerida, A_{rn} , es el área eliminada, pero la posición del refuerzo reducirá U a menos de 1.0. El área de refuerzo requerida es:

$$(A_n + A_{rn}) \cdot U = A_g$$

$$A_{rn} = \frac{A_g}{U} - A_n$$

Probando con $U = 0.8$, entonces:

$$A_{rn} = \frac{A_g}{0.8} - A_n$$

$$A_{rn} = \frac{6645.15 \text{ mm}^2}{0.8} - 6122.57 \text{ mm}^2$$

$$A_{rn} = 2187.09 \text{ mm}^2 (3.39 \text{ in}^2)$$

Probando dos barras planas de acero ASTM A572 Grado 50 de 38.1mm (1.5in) x 38.1mm (1.5in), con un área total de $A_{rn} = 2903.22\text{mm}^2$ (4.5in^2) con $F_y = 344.7\text{MPa}$ (50ksi), el material ASTM A572 Grado 50 cumple con el requisito de la Sección F2.5b(c)(1) de las Disposiciones Sísmicas del AISC, de que el límite elástico del refuerzo sea al menos el límite elástico mínimo especificado del elemento. La disposición se muestra en la figura 8.

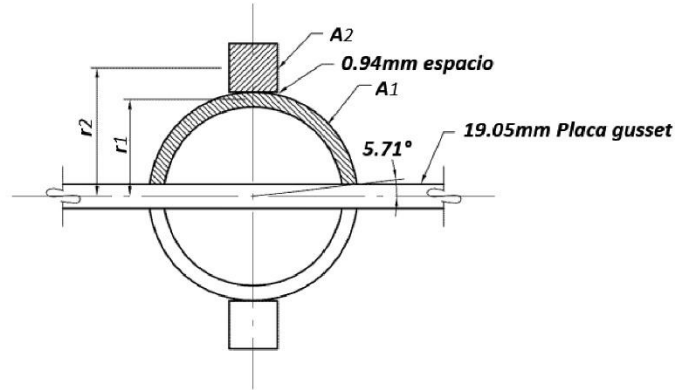


Fig 8. Sección transversal de la diagonal debajo de la viga en la sección neta.

De la figura 8:

$$r_1 = \frac{D - t_{des}}{2}$$

$$r_1 = \frac{190.5\text{mm} - 11.811\text{mm}}{2}$$

$$r_1 = 89.408\text{mm} \text{ (3.52in)}$$

$$r_2 = \frac{D + t_{pr}}{2}$$

$$r_2 = \frac{190.5\text{mm} + 38.1\text{mm}}{2}$$

$$r_2 = 114.3\text{mm} \text{ (4.5in)}$$

La distancia al centroide de un círculo parcial viene dada por:

$$x = \frac{r_1 \cdot \sin(\theta)}{\theta}$$

Donde el arco total del círculo parcial es 2θ , y θ se mide en radianes. Aunque la diagonal es ligeramente menor que un semicírculo completo debido a la ranura, como se muestra en la figura 8, utilice un ángulo, θ , de $\frac{\pi}{2}$ para simplificar.

$$x_{\text{brace}} = 89.408 \text{ mm} \cdot \left[\frac{\sin\left(\frac{\pi}{2}\right)}{\frac{\pi}{2}} \right]$$

$$x_{\text{brace}} = 56.896 \text{ mm} \text{ (2.24in)}$$

$$x_{\text{re}} = r_2$$

$$x_{\text{re}} = 114.3 \text{ mm} \text{ (4.5in)}$$

Determinar x para la sección transversal compuesta.

Parte	x	A	xA
Mitad de la diagonal	56.9 mm (2.24in)	3064.51 mm ² (4.75in ²)	173702.9 mm ³ (10.6in ³)
Una placa plana	114.3 mm (4.50in)	1451.61 mm ² (2.25in ²)	165509.3 mm ³ (10.1in ³)
Sumatoria	-	4516.12 mm ² (7.00in ²)	339212.2 mm ³ (20.7in ³)

Tabla 6. Determinación de centroides.

$$x = \frac{\sum xA}{\sum A}$$

$$x = \frac{339212.2 \text{ mm}^3}{4516.12 \text{ mm}^2}$$

$$x = 75.184 \text{ mm} \text{ (2.96in)}$$

De la Tabla de especificaciones D3.1 de AISC, caso 2, que se aplica a HSS con refuerzo agregado:

$$U = 1 - \frac{x}{l}$$

$$U = 1 - \frac{75.184 \text{ mm}}{711.2 \text{ mm}}$$

$$U = 0.894$$

$$A_n = A_{n_{\text{brace}}} + A_{rn}$$

$$A_n = 6122.568 \text{ mm}^2 + 2903.22 \text{ mm}^2$$

$$A_n = 9032.24 \text{ mm}^2 \text{ (14in}^2 \text{)}$$

$$A_e = U \cdot A_n$$

$$A_e = 0.894 \cdot 9032.24 \text{ mm}^2$$

$$A_e = 8064.5 \text{ mm}^2 > 6645.148 \text{ mm}^2 \text{ O.K.}$$

5.9.2.- Diseño de soldaduras que conectan las barras planas a la diagonal

Según la Sección F2.5b(c)(2) de las Disposiciones Sísmicas del AISC, la barra plana se conecta a la diagonal de acero de alta resistencia (HSS) para desarrollar la resistencia esperada de la barra plana a cada lado de la sección reducida (se utiliza aquí el límite elástico esperado, $R_y \cdot F_y$).

La sección reducida es la longitud del HSS desde la extensión de la ranura hasta el inicio de la soldadura de HSS al gusset. La resistencia requerida de la soldadura se basa en el límite elástico esperado de la barra plana utilizando R_y , de la Tabla A3.1 de las Disposiciones Sísmicas del AISC para barras ASTM A572 Grado 50.

La resistencia esperada del refuerzo de la barra plana es:

$$\frac{R_y \cdot F_y \cdot A_{fb}}{\alpha_s} = \frac{1.1 \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot 1451.61 \text{ mm}^2}{1}$$

$$\frac{R_y \cdot F_y \cdot A_{fb}}{\alpha_s} = 551.6 \text{ kN} (124 \text{ kip})$$

Utilizando dos soldaduras de filete de una sola pasada de 6.35 mm (1/4 in), de las ecuaciones 8-2a y 8-2b del Manual AISC, la longitud de soldadura requerida es:

$$l_w = \frac{P_u}{0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot D}$$

$$l_w = \frac{551.6 \text{ kN}}{2 \cdot 0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot 4}$$

$$l_w = 281.94 \text{ mm} (11.1 \text{ in})$$

Utilice dos soldaduras de filete de ancho 6.35 mm (1/4 in) y 292.1 mm (11.5 in) de largo a cada lado de la sección reducida de la diagonal. Según la Tabla J2.4 de especificaciones del AISC, el tamaño mínimo de soldadura requerido es de 4.7625 mm (3/16 in), basado en el espesor de 11.81 mm (0.465 in) del arriostramiento; por lo tanto, el tamaño de soldadura de 6.35 mm (1/4 in) es adecuado.

Dado que la separación entre el borde de la barra plana de 38.1 mm (1.5 in) x 38.1 mm (1.5 in); y el soporte es de 0.9398 mm (0.037 in), como se muestra en la figura 8, y es inferior a 1.5875 mm (1/16 in), las soldaduras de filete de 6.35 mm (1/4 in) son adecuadas.

5.10.- Verifique que la placa gusset inferior no esté doblada en la sección Whitmore.

Determine la resistencia a la compresión disponible utilizando un factor de longitud efectiva, $K=0.6$, para el gusset de esquina extendida, de Dowswell (2006).

$$\frac{L_c}{r} = \frac{0.6 \cdot 467.36 \text{ mm}}{19.05 \text{ mm} \cdot \frac{1}{\sqrt{12}}}$$

$$\frac{L_c}{r} = 51$$

Dado que $\frac{L_c}{r} > 25$, de acuerdo con la Sección J4.4 de la Especificación AISC, se aplican las disposiciones del Capítulo E de la Especificación AISC. La tensión crítica disponible se determina a partir de la Tabla 4-14 del Manual AISC, con $\frac{L_c}{r} = 51$:

$$\Phi_c \cdot F_{cr} = 256.5 \text{ MPa (37.2ksi)}$$

De la ecuación de especificación E3-1 de AISC, utilizando el ancho en la sección Whitmore, la resistencia a la compresión disponible de la placa gusset inferior es:

$$\Phi_c \cdot P_n = \Phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_g$$

$$\Phi_c \cdot P_n = \Phi_c \cdot F_{cr} \cdot t_p \cdot w_p$$

$$\Phi_c \cdot P_n = 256.5 \text{ MPa} \cdot 19.05 \text{ mm} \cdot 708.66 \text{ mm}$$

$$\Phi_c \cdot P_n = 3460.7 \text{ kN} > 2330.9 \text{ kN O.K.}$$

5.11.- Interfaces de fuerzas (Método UFM)

5.11.1.-Gusset superior - Caso diseño I

A partir de la geometría mostrada en la figura 1 y las variables del Método de Fuerza Uniforme en el Manual AISC, Parte 13:

$$\alpha_1 = \frac{685.8 \text{ mm} - 25.4 \text{ mm}}{2} + 25.4 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = 355.6 \text{ mm (14in)}$$

$$\beta_1 = \frac{463.55 \text{ mm} - 25.4 \text{ mm}}{2} + 25.4 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 244.602 \text{ mm (9.63in)}$$

Utilizando la ecuación 13-1 del manual AISC y usando $\beta_1 = \beta$

$$\alpha = \beta \cdot \tan(\theta) + e_b \cdot \tan(\theta) - e_c$$

$$\alpha = 244.602 \text{ mm} \cdot \tan(45^\circ) + 314.96 \text{ mm} \cdot \tan(45^\circ) - 163.83 \text{ mm}$$

$$\alpha = 396.24 \text{ mm (15.6in)}$$

Como $\alpha \geq \alpha_1$, tomamos $\alpha = \alpha_1 = 355.6 \text{ mm (14in)}$

$$\alpha - \beta \cdot \tan(\theta) = e_b \cdot \tan(\theta) - e_c$$

$$\beta = \frac{\alpha - e_b \cdot \tan(\theta) + e_c}{\tan(\theta)}$$

$$\beta = \frac{355.6 \text{ mm} - 314.96 \text{ mm} \cdot \tan(45^\circ) + 163.83 \text{ mm}}{\tan(45^\circ)}$$

$$\beta = 204.47 \text{ mm} < \beta_1 = 244.602 \text{ mm}$$

El corte de la columna no aumentará por el momento, $M_c = H_c \cdot (\beta_1 - \beta)$, porque $\beta \leq \beta_1$.

Por lo tanto, utilice $\alpha = \alpha_1 = 355.6\text{mm}$ (14in) y $\beta = 204.47\text{mm}$ (8.05in). Entonces:

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2}$$

$$r = \sqrt{(355.6\text{mm} + 163.83\text{mm})^2 + (204.47\text{mm} + 314.96\text{mm})^2}$$

$$r = 734.06\text{mm} \text{ (28.9in)}$$

Las fuerzas del arriostramiento de control para las fuerzas de la interfaz del gusset superior son:

De la ecuación 13-3 del Manual AISC:

$$H_{uc} = \frac{e_c \cdot P_u}{r}$$

$$H_{uc} = \frac{163.83\text{mm} \cdot 2491\text{kN}}{734.06\text{mm}}$$

$$H_{uc} = 556\text{kN} \text{ (125kip)}$$

De la ecuación 13-5 del Manual AISC:

$$H_{ub} = \frac{\alpha \cdot P_u}{r}$$

$$H_{ub} = \frac{355.6\text{mm} \cdot 2491\text{kN}}{734.06\text{mm}}$$

$$H_{ub} = 1205.5\text{kN} \text{ (271kip)}$$

De la ecuación 13-2 del Manual AISC:

$$V_{uc} = \frac{\beta \cdot P_u}{r}$$

$$V_{uc} = \frac{204.47\text{mm} \cdot 2491\text{kN}}{734.06\text{mm}}$$

$$V_{uc} = 693.9\text{kN} \text{ (156kip)}$$

De la ecuación 13-4 del Manual AISC:

$$V_{ub} = \frac{e_b \cdot P_u}{r}$$

$$V_{ub} = \frac{314.96\text{mm} \cdot 2491\text{kN}}{734.06\text{mm}}$$

$$V_{ub} = 1067.6\text{kN} \text{ (240kip)}$$

De la ecuación 13-19 del Manual AISC:

$$M_{uc} = H_{uc} \cdot (\beta_1 - \beta)$$

$$M_{uc} = 556\text{kN} \cdot (244.602\text{mm} - 204.47\text{mm})$$

$$M_{uc} = 22370.89\text{kN}\cdot\text{mm} \text{ (198kip-in)}$$

5.11.2.- Gusset inferior - Caso diseño I

A partir de la geometría mostrada en la figura 1 y las variables del Método de Fuerza Uniforme en el Manual AISC, Parte 13:

$$\alpha_1 = \frac{723.9\text{mm} - 25.4\text{mm}}{2} + 25.4\text{mm}$$

$$\alpha_1 = 375.92\text{mm} (14.8\text{in})$$

$$\beta_1 = \frac{19.75\text{in} - 25.4\text{mm}}{2} + 25.4\text{mm}$$

$$\beta_1 = 264.16\text{mm} (10.4\text{in})$$

Usando $\alpha = \alpha_1 = 375.92\text{mm} (14.8\text{in})$, tenemos:

$$\beta = \frac{\alpha - e_b \cdot \tan(\theta) + e_c}{\tan(\theta)}$$

$$\beta = \frac{375.92\text{mm} - 314.96\text{mm} \cdot \tan(45^\circ) + 163.83\text{mm}}{\tan(45^\circ)}$$

$$\beta = 224.79\text{mm} \leq \beta_1 = 264.16\text{mm}$$

Usando $\alpha = \alpha_1 = 375.92\text{mm} (14.8\text{in})$ y $\beta = 224.79\text{mm} (8.85\text{in})$:

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2}$$

$$r = \sqrt{(375.92\text{mm} + 163.83\text{mm})^2 + (224.79\text{mm} + 314.96\text{mm})^2}$$

$$r = 764.54\text{mm} (30.1\text{in})$$

De la ecuación 13-3 del Manual AISC:

$$H_{uc} = \frac{e_c \cdot P_u}{r}$$

$$H_{uc} = \frac{163.83\text{mm} \cdot 2330.9\text{kN}}{764.54\text{mm}}$$

$$H_{uc} = 498.2\text{kN} (112\text{kip})$$

De la ecuación 13-5 del Manual AISC:

$$H_{ub} = \frac{\alpha \cdot P_u}{r}$$

$$H_{ub} = \frac{375.92\text{mm} \cdot 2330.9\text{kN}}{764.54\text{mm}}$$

$$H_{ub} = 1147.6\text{kN} (258\text{kip})$$

De la ecuación 13-2 del Manual AISC:

$$V_{uc} = \frac{\beta \cdot P_u}{r}$$

$$V_{uc} = \frac{224.79 \text{ mm}}{764.54 \text{ mm}} \cdot 2330.9 \text{ kN}$$

$$V_{uc} = 685 \text{ kN (154 kip)}$$

De la ecuación 13-4 del Manual AISC:

$$V_{ub} = \frac{c_b \cdot P_u}{r}$$

$$V_{ub} = \frac{314.96 \text{ mm}}{764.54 \text{ mm}} \cdot 2330.9 \text{ kN}$$

$$V_{ub} = 960.8 \text{ kN (216 kip)}$$

De la ecuación 13-19 del Manual AISC:

$$M_{uc} = H_{uc} \cdot (\beta_1 - \beta)$$

$$M_{uc} = 498.2 \text{ kN} \cdot (264.16 \text{ mm} - 224.79 \text{ mm})$$

$$M_{uc} = 19659.26 \text{ kN} \cdot \text{mm (174 kip-in)}$$

La figura 9 muestra la distribución de fuerza para el caso de diseño I.

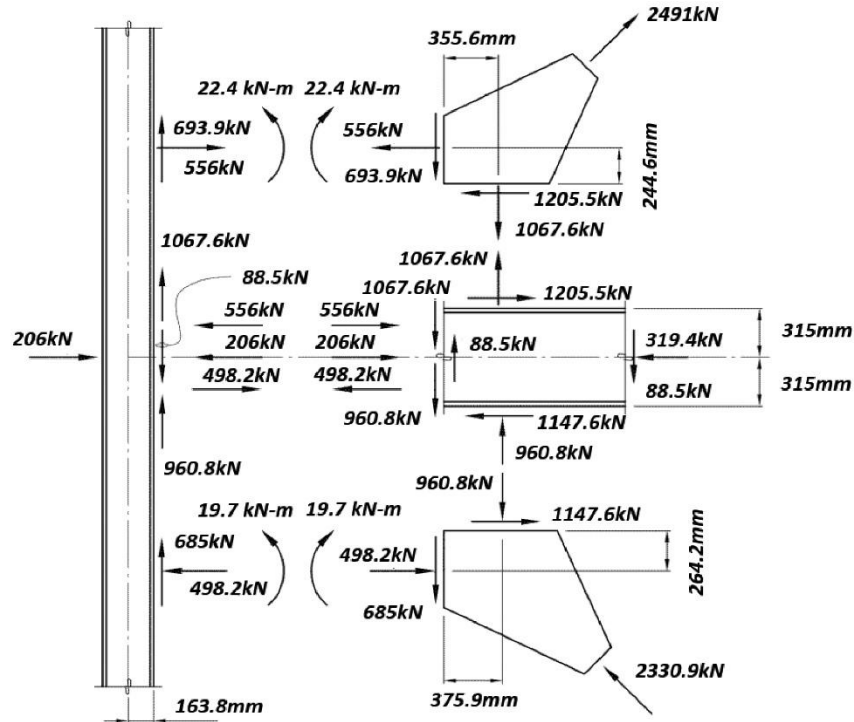


Fig 9. Caso Diseño I, Interfaz de fuerzas en gusset

5.11.3.- Gusset superior - Caso diseño II

La geometría es la misma que la del Caso de Diseño I, solo que las cargas han cambiado en magnitud y dirección como se muestra en las figuras 5 y 6.

De la ecuación 13-3 del Manual AISC:

$$H_{uc} = \frac{e_c \cdot P_u}{r}$$

$$H_{uc} = \frac{163.83 \text{ mm}}{734.06 \text{ mm}} \cdot 1997.2 \text{ kN}$$

$$H_{uc} = -444.8 \text{ kN (-100kip)}$$

De la ecuación 13-5 del Manual AISC:

$$H_{ub} = \frac{a \cdot P_u}{r}$$

$$H_{ub} = \frac{375.92 \text{ mm}}{734.06 \text{ mm}} \cdot 1997.2 \text{ kN}$$

$$H_{ub} = -969.7 \text{ kN (-218kip)}$$

De la ecuación 13-2 del Manual AISC:

$$V_{uc} = \frac{\beta \cdot P_u}{r}$$

$$V_{uc} = \frac{204.47 \text{ mm}}{734.06 \text{ mm}} \cdot 1997.2 \text{ kN}$$

$$V_{uc} = -556 \text{ kN (-125kip)}$$

De la ecuación 13-4 del Manual AISC:

$$V_{ub} = \frac{e_b \cdot P_u}{r}$$

$$V_{ub} = \frac{314.96 \text{ mm}}{734.06 \text{ mm}} \cdot 1997.2 \text{ kN}$$

$$V_{ub} = -858.5 \text{ kN (-193kip)}$$

De la ecuación 13-19 del Manual AISC:

$$M_{uc} = H_{uc} \cdot (\beta_1 - \beta)$$

$$M_{uc} = -444.8 \text{ kN} \cdot (244.602 \text{ mm} - 204.47 \text{ mm})$$

$$M_{uc} = -17851.52 \text{ kN} \cdot \text{mm (-158kip-in)}$$

5.11.4.- Gusset inferior - Caso diseño II

De la ecuación 13-3 del Manual AISC:

$$H_{uc} = \frac{e_c \cdot P_u}{r}$$

$$H_{uc} = \frac{163.83 \text{ mm} \cdot 2740.1 \text{ kN}}{764.54 \text{ mm}}$$

$$H_{uc} = 587.2 \text{ kN} \text{ (132kip)}$$

De la ecuación 13-5 del Manual AISC:

$$H_{ub} = \frac{\alpha \cdot P_u}{r}$$

$$H_{ub} = \frac{375.92 \text{ mm} \cdot 2740.1 \text{ kN}}{764.54 \text{ mm}}$$

$$H_{ub} = 1347.8 \text{ kN} \text{ (303kip)}$$

De la ecuación 13-2 del Manual AISC:

$$V_{uc} = \frac{\beta \cdot P_u}{r}$$

$$V_{uc} = \frac{224.79 \text{ mm} \cdot 2740.1 \text{ kN}}{764.54 \text{ mm}}$$

$$V_{uc} = 805.1 \text{ kN} \text{ (181kip)}$$

De la ecuación 13-4 del Manual AISC:

$$V_{ub} = \frac{e_b \cdot P_u}{r}$$

$$V_{ub} = \frac{314.96 \text{ mm} \cdot 2740.1 \text{ kN}}{764.54 \text{ mm}}$$

$$V_{ub} = 1129.8 \text{ kN} \text{ (254kip)}$$

De la ecuación 13-19 del Manual AISC:

$$M_{uc} = H_{uc} \cdot (\beta_1 - \beta)$$

$$M_{uc} = 587.2 \text{ kN} \cdot (264.16 \text{ mm} - 224.79 \text{ mm})$$

$$M_{uc} = 23161.78 \text{ kN} \cdot \text{mm} \text{ (205kip-in)}$$

La figura 10 muestra la distribución de fuerza para el caso de diseño II

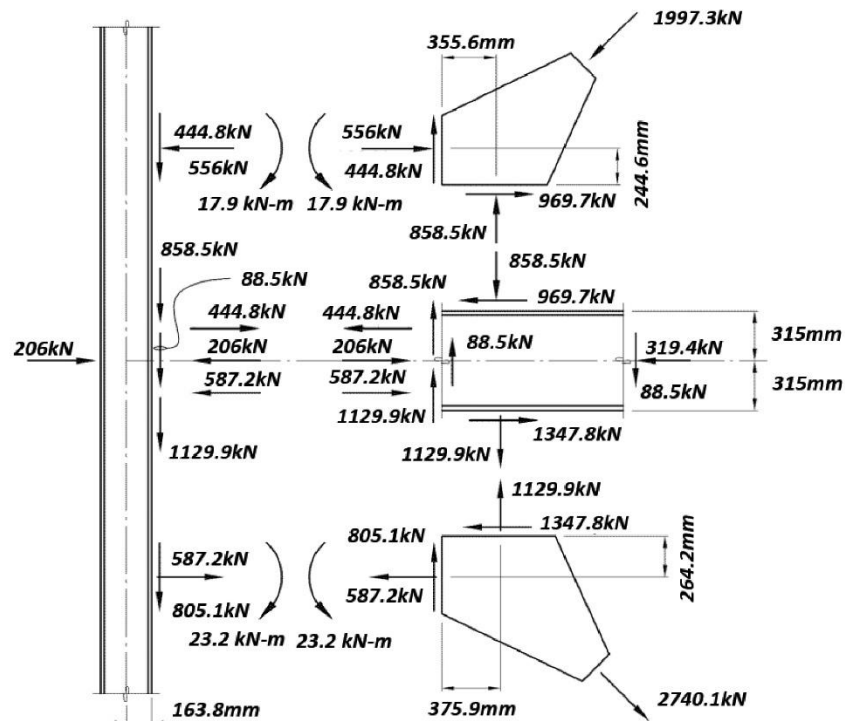


Fig 10. Caso de Diseño II, Interfaz de fuerzas en gusset

6.- Requisitos de ductilidad

La Sección F2.6b y el comentario de las Disposiciones Sísmicas del AISC exigen que las conexiones que incluyen una viga, una columna y un arriostramiento cumplan con la opción (a) o (b) de dicha sección. En este caso, se utilizará la opción (a): una conexión simple de viga a columna.

Para satisfacer la opción (a), se puede proporcionar un empalme en la viga justo fuera de la región de conexión, como se hace en este ejemplo. Si el empalme de la viga fuera un pasador perfecto, entonces $(1.1 \cdot R_y \cdot M_p)_{\text{empalme}} = 0$.

Siempre que el empalme pueda soportar una rotación de 0.025 rad sin atascamiento (es decir, sin obstrucciones en las piezas), se cumplirá la Sección F2.6b(a) de las Disposiciones Sísmicas del AISC. Se considera que las conexiones simples presentadas en las Partes 9 y 10 del Manual del AISC cumplen con la Sección F2.6b(a).

7.- Diseño de empalme

Dado que el empalme de la viga se encuentra en un elemento principal, es necesario considerar su diseño. En la práctica habitual de diseño, la viga se considera continua de columna a columna. En este ejemplo, se inserta un empalme a 774.7mm (2ft 6(1/2)in) de la cara de la columna. Este empalme debe soportar las cargas que existirían en este punto en la viga continua.

Por lo tanto, el empalme debe soportar el esfuerzo cortante de la viga, la fuerza axial de la viga y un momento igual al esfuerzo cortante de la viga multiplicado por 774.7mm. Este momento es el que existiría en la viga diseñada sin el empalme.

La placa de corte extendida que se presenta en el Manual AISC, Parte 10, se utilizará para el diseño del empalme. El empalme debe diseñarse antes de poder comprobar su ductilidad.

Las fuerzas también se muestran en las figuras 4 y 6.

$$V_u = 88.5\text{kN} \text{ (19.9kip)}$$

$$P_u = 1392.3\text{kN} \text{ (313kip) (Compresión)}$$

La figura 11 muestra el empalme de la viga (una placa en el lado cercano y otra en el lado opuesto).

La distancia entre la viga y el extremo de la viga en el empalme debe ser de al menos $314.96\text{mm} \cdot 0.025\text{rad} = 7.874\text{mm}$ (0.31in), donde 314.96mm (12.4in) es la mitad de la profundidad del extremo de la viga W24x146.

Use una distancia de 25.4mm (1in). como se muestra en la figura 1.

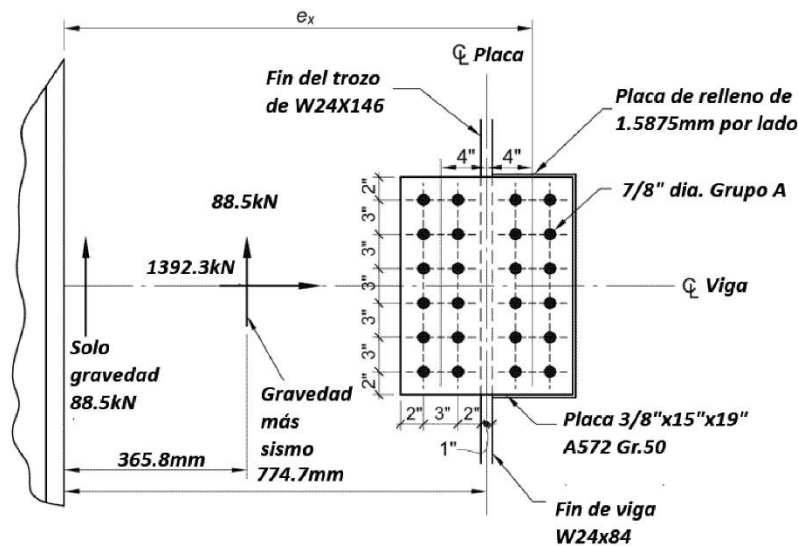


Fig 11. Empalme de viga

El empalme se encuentra en la línea central de la viga. Utilice pernos grupo A con un diámetro de 22.225mm (7/8 in) y roscas excluidas del plano de corte (condición de rosca X).

Solo para carga de gravedad, la conexión al W24×84 está diseñada de la siguiente manera.

La fuerza cortante debida a la gravedad debe transmitirse desde el centroide del grupo de pernos W24×84 hasta la cara de la columna.

Por lo tanto:

$$e_x = 774.7\text{mm} + 12.7\text{mm} + 50.8\text{mm} + 38.1\text{mm}$$

$$e_x = 876.3\text{mm} (34.5\text{in})$$

Interpolando de la Tabla 7-7 del Manual AISC para un $\text{Angulo} = 0^\circ$ con $s = 76.2\text{mm} (3\text{in})$, $e_x = 876.3\text{mm} (34.5\text{in})$ y $n = 6$:

$$C = 1.56$$

Utilizando la Tabla 7-1 del Manual AISC para pernos grupo A de $22.225\text{mm} (7/8\text{ in})$ de diámetro con roscas excluidas del plano de corte (condición de rosca X) en corte doble, la resistencia al corte disponible es:

$$\Phi r_n = \frac{272.7\text{kN}}{\text{perno}}$$

$$\Phi R_n = C \cdot \Phi r_n$$

$$\Phi R_n = \frac{1.56 \cdot \text{perno} \cdot 272.7\text{kN}}{\text{perno}}$$

$$\Phi R_n = 425.2\text{kN} > 88.5\text{kN O.K.}$$

Solo para carga de gravedad, la conexión al W24×146 está diseñada de la siguiente manera.

La fuerza cortante debida a la gravedad debe transmitirse desde el centroide del grupo de pernos W24×146 hasta la cara de la columna.

Por lo tanto:

$$e_x = 774.7\text{mm} - 101.6\text{mm}$$

$$e_x = 673.1\text{mm} (26.5\text{in})$$

Interpolando de la Tabla 7-7 del Manual AISC para un $\text{Angulo} = 0^\circ$ con $s = 76.2\text{mm} (3\text{in})$, $e_x = 673.1\text{mm} (26.5\text{in})$ y $n = 6$:

$$C = 2.02$$

La resistencia al corte disponible de los pernos W24×146 es:

$$\Phi R_n = C \cdot \Phi r_n$$

$$\Phi R_n = \frac{2.02 \cdot \text{perno} \cdot 272.7\text{kN}}{\text{perno}}$$

$$\Phi R_n = 551.6\text{kN} > 88.5\text{kN O.K.}$$

Para gravedad más las fuerzas sísmicas:

La mayor parte de la fuerza sísmica horizontal se concentra en las placas gusset y no alcanza la cara de la columna. La longitud promedio de la conexión gusset-viga, según la geometría de la figura 1 y restando 25.4mm por el clip, es:

$$\frac{660.4\text{mm} + 698.5\text{mm}}{2} = 680.72\text{mm} \text{ (26.8in)}$$

Para fines de cálculo, supongamos que un punto a $\frac{680.72\text{mm}}{2} + 25.4\text{mm} = 365.76\text{mm}$ (14.4in) de la

cara de la columna, como se muestra en la figura 11, se puede utilizar como punto de referencia para verificar el empalme bajo gravedad más carga sísmica.

La resultante de las fuerzas cortantes y axiales de la viga y el ángulo de carga desde el eje horizontal de la viga, γ , se obtienen de la siguiente manera:

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2}$$

$$R_u = \sqrt{(1392.3\text{kN})^2 + (88.5\text{kN})^2}$$

$$R_u = 1396.7\text{kN} \text{ (314kip)}$$

$$\gamma = \text{atan} \left(\frac{V_u}{P_u} \right)$$

$$\gamma = \text{atan} \left(\frac{88.5\text{kN}}{1392.3\text{kN}} \right)$$

$$\gamma = 3.64^\circ$$

La distancia desde la fuerza resultante hasta el centroide de los pernos W24×146 es:

$$e_x = 774.7\text{mm} - 365.76\text{mm} - 101.6\text{mm}$$

$$e_x = 307.34\text{mm} \text{ (12.1in)}$$

Usando la Tabla 7-7 del Manual AISC con un ángulo desde la vertical igual a $90^\circ - 3.64^\circ = 86.4^\circ$.

Interpolando para un $\text{Angulo} = 75^\circ$ con $s = 76.2\text{mm}$ (3in), $e_x = 307.34\text{mm}$ (12.1in) y $n = 6$:

$$C = 8.17$$

$$\Phi R_n = C \cdot \Phi r_n$$

$$\Phi R_n = \frac{8.17 \cdot \text{perno} \cdot 272.7\text{kN}}{\text{perno}}$$

$$\Phi R_n = 2228.5\text{kN} > 1396.7\text{kN} \text{ O.K.}$$

Para los pernos W24×84:

$$e_x = 876.3\text{mm} - 365.76\text{mm}$$

$$e_x = 510.54\text{mm} \text{ (20.1in)}$$

Interpolando de la Tabla 7 - 7 del Manual AISC para un $\text{Angulo} = 75^\circ$ con $s = 76.2\text{mm}$ (3in), $e_x = 510.54\text{mm}$ (20.1in) y $n = 6$:

$$C = 6.61$$

$$\Phi R_n = C \cdot \Phi r_n$$

$$\Phi R_n = \frac{6.61 \cdot \text{perno} \cdot 272.7\text{kN}}{\text{perno}}$$

$$\Phi R_n = 1801.5\text{kN} > 1396.7\text{kN} \text{ O.K.}$$

7.1.- Verifique el cojinete de perno y el desgarro en W24x146 y W24x84

Debido a que la fuerza es excéntrica y se utilizan las tablas de grupos de pernos con carga excéntrica del Manual AISC, se utilizarán las resistencias de apoyo y desgarro más bajas disponibles de los pernos individuales; en este caso, el perno de borde es el que controla. La excepción en la Sección D2.2(a) de las Disposiciones Sísmicas del AISC permite el uso de las ecuaciones de carga y desgarro de la Sección J10 de la Especificación del AISC, donde la deformación no es una consideración de diseño, cuando la resistencia requerida se basa en la resistencia esperada.

Por lo tanto, para cargas sísmicas, las resistencias de carga y desgarro se verifican en el perno del extremo con una distancia al borde de 50.8mm (2in), utilizando las ecuaciones J3-6b y J3-6d. Para cargas gravitacionales, la deformación en el orificio del perno es una consideración de diseño y se aplican las ecuaciones J3-6a y J3 - 6c de la Especificación del AISC.

Las resistencias de carga y desgarro disponibles para el alma W24x146 son:

Cojinete: Gravedad

$$\Phi r_n = \Phi \cdot 2.4 \cdot d \cdot t \cdot F_u$$

$$\Phi r_n = 0.75 \cdot 2.4 \cdot 22.225\text{mm} \cdot 16.51\text{mm} \cdot 448.2\text{MPa}$$

$$\Phi r_n = \frac{295.8\text{kN}}{\text{perno}}$$

$$\Phi R_n = C \cdot \Phi r_n$$

$$\Phi R_n = \frac{2.02 \cdot \text{perno} \cdot 295.8\text{kN}}{\text{perno}}$$

$$\Phi R_n = 596.1\text{kN} > 88.5\text{kN} \text{ O.K.}$$

Cojinete: Gravedad más sísmo

$$\Phi R_n = C \cdot \Phi r_n$$

$$\Phi R_n = \frac{8.17 \cdot \text{perno} \cdot 295.8\text{kN}}{\text{perno}}$$

$$\Phi R_n = 2415.4\text{kN} > 1396.7\text{kN} \text{ O.K.}$$

Desgarro: Gravedad

$$\Phi r_n = \Phi \cdot 1.2 \cdot l_c \cdot t \cdot F_u$$

$$\Phi r_n = 0.75 \cdot 1.2 \cdot (50.8 \text{ mm} - 0.5 \cdot 23.8125 \text{ mm}) \cdot 16.51 \text{ mm} \cdot 448.2 \text{ MPa}$$

$$\Phi r_n = \frac{258.9 \text{ kN}}{\text{perno}}$$

$$\Phi R_n = C \cdot \Phi r_n$$

$$\Phi R_n = \frac{2.02 \cdot \text{perno} \cdot 258.9 \text{ kN}}{\text{perno}}$$

$$\Phi R_n = 524.9 \text{ kN} > 88.5 \text{ kN O.K.}$$

Desgarro: Gravedad más sismo

$$\Phi r_n = \frac{258.9 \text{ kN}}{\text{perno}} \cdot \frac{1.5}{1.2}$$

$$\Phi r_n = \frac{323.8 \text{ kN}}{\text{perno}}$$

$$\Phi R_n = C \cdot \Phi r_n$$

$$\Phi R_n = \frac{8.17 \cdot \text{perno} \cdot 323.8 \text{ kN}}{\text{perno}}$$

$$\Phi R_n = 2646.7 \text{ kN} > 1396.7 \text{ kN O.K.}$$

Las resistencias de carga y desgarro disponibles para W24x84 son:

Cojinete: Gravedad

$$\Phi r_n = \Phi \cdot 2.4 \cdot d \cdot t \cdot F_u$$

$$\Phi r_n = 0.75 \cdot 2.4 \cdot 22.225 \text{ mm} \cdot 11.938 \text{ mm} \cdot 448.2 \text{ MPa}$$

$$\Phi r_n = \frac{214 \text{ kN}}{\text{perno}}$$

$$\Phi R_n = C \cdot \Phi r_n$$

$$\Phi R_n = \frac{1.56 \cdot \text{perno} \cdot 214 \text{ kN}}{\text{perno}}$$

$$\Phi R_n = 333.6 \text{ kN} > 88.5 \text{ kN O.K.}$$

Cojinete: Gravedad más sismo

$$\Phi R_n = C \cdot \Phi r_n$$

$$\Phi R_n = \frac{6.61 \cdot \text{perno} \cdot 214 \text{ kN}}{\text{perno}}$$

$$\Phi R_n = 1414.5 \text{ kN} > 1396.7 \text{ kN O.K.}$$

Se puede usar un duplicador de alma para aumentar el espesor del alma W24×84, o se puede usar un análisis menos aproximado del grupo de pernos. Ingresando en la Tabla 7-7 del Manual AISC con un ángulo de 75°, cuando el ángulo real es de 86.4° (LRFD), es muy conservador. Un programa informático basado en el método del centro de rotación instantáneo de la Parte 7 del Manual AISC arroja un valor de C igual a 9.76. Este valor de C, en lugar del valor de 6.61 de la Tabla 7-7 del Manual AISC a 75°, se utilizará en los cálculos posteriores. Por lo tanto:

Cojinete: Gravedad más sismo

$$\Phi R_n = C \cdot \Phi r_n$$

$$\Phi R_n = \frac{9.76 \cdot \text{perno} \cdot 214 \text{ kN}}{\text{perno}}$$

$$\Phi R_n = 2086.2 \text{ kN} > 1396.7 \text{ kN O.K.}$$

Desgarro: Gravedad

$$\Phi r_n = \Phi \cdot 1.2 \cdot l_c \cdot t \cdot F_u$$

$$\Phi r_n = 0.75 \cdot 1.2 \cdot (50.8 \text{ mm} - 0.5 \cdot 23.8125 \text{ mm}) \cdot 11.938 \text{ mm} \cdot 448.2 \text{ MPa}$$

$$\Phi r_n = \frac{187.3 \text{ kN}}{\text{perno}}$$

$$\Phi R_n = C \cdot \Phi r_n$$

$$\Phi R_n = \frac{1.56 \cdot \text{perno} \cdot 187.3 \text{ kN}}{\text{perno}}$$

$$\Phi R_n = 292.2 \text{ kN} > 88.5 \text{ kN O.K.}$$

Desgarro: Gravedad más sismo

$$\Phi r_n = \frac{187.3 \text{ kN}}{\text{perno}} \cdot \frac{1.5}{1.2}$$

$$\Phi r_n = \frac{234 \text{ kN}}{\text{perno}}$$

$$\Phi R_n = C \cdot \Phi r_n$$

$$\Phi R_n = \frac{9.76 \cdot \text{perno} \cdot 234 \text{ kN}}{\text{perno}}$$

$$\Phi R_n = 2282 \text{ kN} > 1396.7 \text{ kN O.K.}$$

7.2.- Tamaño de placas de empalme

Utilizar placas de acero ASTM A572 Grado 50 con un espesor total que supere el espesor del alma de la viga más ligera. Se utilizan dos placas de 9.525 mm (3/8 in) de espesor. La longitud, l , es la distancia horizontal entre el último perno de la viga W24×84 y el primer perno del tope de la viga W24×146, que es de 127 mm (5 in).

7.3.- Verificar la compresión axial de las placas de empalme

Dado que la fuerza axial en la viga, debida a las cargas sísmicas, siempre está en compresión, la tensión neta no es un estado límite. Con $K = 1.2$ según la Tabla C-A-7.1 del Comentario de la Especificación AISC:

$$\frac{L_c}{r} = \frac{1.2 \cdot 127 \text{ mm}}{9.525 \text{ mm} \cdot \frac{1}{\sqrt{12}}}$$

$$\frac{L_c}{r} = 55.4$$

Dado que $\frac{L_c}{r} > 25$, según la Sección J4.4 de la Especificación AISC, se aplican las disposiciones del Capítulo E de la Especificación AISC. Según la Tabla 4-14 del Manual AISC para $F_y = 222.4 \text{ kN} (50 \text{ ksi})$, la tensión crítica disponible es:

$$\Phi_c \cdot F_{cr} = 248.2 \text{ MPa} (36 \text{ ksi})$$

La resistencia a la compresión de diseño de las dos placas es:

$$\Phi_c \cdot R_n = \Phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_g$$

$$\Phi_c \cdot R_n = 248.2 \text{ MPa} \cdot 9.525 \text{ mm} \cdot 482.6 \text{ mm} \cdot 2$$

$$\Phi_c \cdot R_n = 2282 \text{ kN} > 1392.3 \text{ kN O.K.}$$

7.4.- Verifique la sección bruta del empalme para esfuerzo cortante y de flexión para fuerzas de gravedad.

La resistencia cortante requerida debido únicamente a la carga de gravedad es:

$$V_u = 88.5 \text{ kN} (19.9 \text{ kip})$$

Momento en sección crítica:

La sección crítica se encuentra en la primera línea de pernos del lado W24×84 del empalme, a 838.2 mm (33 in) de la cara de la columna. El momento requerido es:

$$M_{u_splice} = 88.5 \text{ kN} \cdot 838.2 \text{ mm}$$

$$M_{u_splice} = 74230.67 \text{ kN} \cdot \text{mm} (657 \text{ kip} \cdot \text{in})$$

De la ecuación J4-3 de la especificación AISC, la resistencia al corte disponible de ambas placas de empalme es:

$$\Phi R_n = \Phi \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv}$$

$$\Phi R_n = 1 \cdot 0.6 \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot 9.525 \text{ mm} \cdot 482.6 \text{ mm} \cdot 2$$

$$\Phi R_n = 1903.8 \text{ kN} > 88.5 \text{ kN O.K.}$$

Según la sección J4.5 y la sección F11 de la especificación AISC, la resistencia a la flexión disponible se basa en la siguiente relación:

$$\frac{L_b \cdot d}{t^2} = \frac{381 \text{ mm} \cdot 482.6 \text{ mm}}{(9.525 \text{ mm})^2}$$

$$\frac{L_b \cdot d}{t^2} = 2030$$

Dado que $2030 > \frac{0.08 \cdot E}{F_y} = 46.4$, el estado límite de fluencia por flexión no controla. La sección

F11.2(c) de la especificación AISC se aplica porque $2030 > \frac{1.9 \cdot E}{F_y} = 1100$.

$$\Phi_b \cdot M_n = \Phi_b \cdot F_{cr} \cdot S_x$$

$$\Phi_b \cdot M_n = \Phi_b \cdot \frac{1.9 \cdot E \cdot C_b}{\frac{L_b \cdot d}{t^2}} \cdot \frac{b \cdot d^2}{6}$$

$$\Phi_b \cdot M_n = 0.9 \cdot \frac{1.9 \cdot 199948 \text{ MPa} \cdot 1}{2030} \cdot 2 \cdot \frac{9.525 \text{ mm} \cdot (482.6 \text{ mm})^2}{6}$$

$$\Phi_b \cdot M_n = 124282.71 \text{ kN} \cdot \text{mm} > 74230.67 \text{ kN} \cdot \text{mm} \text{ O.K.}$$

7.5.- Verifique la sección de la red de empalme para detectar rotura por corte y flexión para fuerzas de gravedad

De la ecuación J4-4 de la especificación AISC, la resistencia al corte disponible es:

$$\Phi R_n = \Phi \cdot 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv}$$

$$\Phi R_n = 0.75 \cdot 0.6 \cdot 448.2 \text{ MPa} \cdot [482.6 \text{ mm} - 6 \cdot (23.8125 \text{ mm} + 1.5875 \text{ mm})] \cdot 9.525 \text{ mm} \cdot 2$$

$$\Phi R_n = 1267.7 \text{ kN} > 88.5 \text{ kN} \text{ O.K.}$$

A partir de la ecuación 9-4 del Manual AISC, la resistencia a la flexión disponible se determina de la siguiente manera:

$$Z_{\text{net}} = \frac{2 \cdot \text{planos} \cdot 9.525 \text{ mm} \cdot (482.6 \text{ mm})^2}{4} - 2 \cdot \text{planos} \cdot 9.525 \text{ mm} \cdot (23.8125 \text{ mm} + 1.5875 \text{ mm}) \cdot (38.1 \text{ mm} +$$

$$114.3 \text{ mm} + 190.5 \text{ mm}) \cdot 2 \cdot \text{agujero}_{\text{perno}}$$

$$Z_{\text{net}} = 776746.8 \text{ mm}^3 \text{ (47.4 in}^3 \text{)}$$

$$\Phi_b \cdot M_n = \Phi_b \cdot F_u \cdot Z_{\text{net}}$$

$$\Phi_b \cdot M_n = 0.75 \cdot 448.2 \text{ MPa} \cdot 776746.8 \text{ mm}^3$$

$$\Phi_b \cdot M_n = 260993.69 \text{ kN} \cdot \text{mm} > 74230.67 \text{ kN} \cdot \text{mm} \text{ O.K.}$$

7.6.- Verifique el empalme para determinar la fluencia por corte y flexión debido a las fuerzas de gravedad y sísmicas.

No existe esfuerzo cortante en el empalme debido a cargas sísmicas. Según cálculos previos, para cargas gravitacionales, la resistencia al esfuerzo cortante disponible es la siguiente:

$$\Phi R_n = 1903.8 \text{ kN} > 88.5 \text{ kN} \text{ O.K.}$$

La sección crítica se encuentra en la primera línea de pernos del lado W24x84 del empalme, a 472.44 mm (18.6 in) de la fuerza resultante de la gravedad más el sismo. El momento requerido en la sección crítica es:

$$M_{u_splice} = 88.5 \text{ kN} \cdot 472.44 \text{ mm}$$

$$M_{u_splice} = 41804.18 \text{ kN} \cdot \text{mm} \text{ (370 kip-in)}$$

Según cálculos anteriores, la resistencia a la flexión disponible es:

$$\Phi M_n = 124282.7 \text{ kN} \cdot \text{mm} > 41804.18 \text{ kN} \cdot \text{mm} \text{ O.K.}$$

7.7.- Verifique la sección de la red de empalme para detectar rotura por corte y flexión debido a fuerzas de gravedad y sísmicas.

$$\Phi R_n = 1267.7 \text{ kN} > 88.5 \text{ kN} \text{ O.K.}$$

$$\Phi M_n = 260993.69 \text{ kN} \cdot \text{mm} > 41804.18 \text{ kN} \cdot \text{mm} \text{ O.K.}$$

El empalme es satisfactorio para las resistencias requeridas.

7.8.- Compruebe la ductilidad del empalme

El procedimiento utilizado para la conexión de placa única extendida, según la Parte 10 del Manual AISC, permite comprobar la ductilidad del empalme. Según la Parte 10 del Manual AISC, el espesor máximo permitido de la placa de empalme es:

$$t_{\max} = \frac{6 \cdot M_{\max}}{F_y \cdot d^2}$$

donde:

$$M_{\max} = \frac{F_v}{0.9} \cdot A_b \cdot C'$$

Para la placa de empalme y los pernos, la tensión de corte nominal de los pernos de grupo A con roscas excluidas del plano de corte (condición de rosca X) de la Tabla de especificaciones AISC J3.2 es:

$$F_{nv} = F_v$$

$$F_{nv} = 468.8 \text{ MPa} \text{ (68 ksi)}$$

El área de un perno de 22.225mm (7/8 in) de diámetro, de la Tabla 7-1 del Manual AISC, es:

$$A_b = 387.74 \text{ mm}^2 \text{ (} 0.601 \text{ in}^2 \text{)}$$

De la Tabla 7-7 del Manual AISC para $\text{Angulo} = 0^\circ$ con $s = 76.2 \text{ mm}$ y $n = 6$:

$$C' = 1376.68 \text{ mm (} 54.2 \text{ in)}$$

La resistencia nominal a la flexión del grupo de pernos es:

$$M_{\max} = \frac{F_v \cdot A_b \cdot C'}{0.9}$$

$$M_{\max} = \frac{468.8 \text{ MPa} \cdot 387.74 \text{ mm}^2 \cdot 1376.68 \text{ mm}}{0.9}$$

$$M_{\max} = 277941.33 \text{ kN} \cdot \text{mm (} 2460 \text{ kip-in)}$$

$$t_{\max} = \frac{6 \cdot M_{\max}}{F_y \cdot d^2}$$

$$t_{\max} = \frac{6 \cdot 277941.33 \text{ kN} \cdot \text{mm}}{344.7 \text{ MPa} \cdot (19 \text{ in})^2}$$

$$t_{\max} = 20.78 \text{ mm (} 0.818 \text{ in)}$$

Como $2 \cdot t = 2 \cdot 9.525 \text{ mm} = 19.05 \text{ mm} < t_{\max} = 20.78 \text{ mm}$, el empalme satisface el requisito de ductilidad.

8.- Interfaz viga-columna (Caso de diseño I)

Las fuerzas en la interfaz viga-columna, se muestran en la figura 9:

$$N_u = |498.2\text{kN} - 206\text{kN} - 556\text{kN}|$$

$$N_u = 263.8\text{kN} \text{ (59.3kip) (Compresión)}$$

$$V_u = 1067.6\text{kN} + 960.8\text{kN} - 88.5\text{kN}$$

$$V_u = 1939.4\text{kN} \text{ (436kip)}$$

8.1.- Verificar la sección bruta del muñón de la viga para determinar fluencia por corte y tensión.

De la Tabla 6-2 del Manual AISC, la resistencia al corte disponible del trozo de viga W24×146 es:

$$\phi_v \cdot V_n = 2144\text{kN} > 1939.4\text{kN} \text{ O.K.}$$

Verifique la resistencia a la compresión disponible del extremo de la viga. Considerando el extremo de la viga como elemento de conexión, determine si la resistencia a la compresión disponible puede determinarse utilizando la sección J4.4 de la especificación AISC.

$$\frac{L_c}{r} = \frac{1.762\text{mm}}{76.454\text{mm}}$$

$$\frac{L_c}{r} = 9.97 < 25 ; \text{Por lo tanto, es aplicable la Sección J4.4 de la Especificación AISC.}$$

$$P_n = F_y \cdot A_g$$

$$P_n = 344.7\text{MPa} \cdot 27741.9\text{mm}^2$$

$$P_n = 9563.6\text{kN} \text{ (2150kip)}$$

La resistencia a la compresión disponible es:

$$\phi P_n = 0.9 \cdot 9563.6\text{kN}$$

$$\phi P_n = 8629.5\text{kN} > 263.8\text{kN} \text{ O.K.}$$

8.2.- Diseño de soldadura de alma a columna de extremo de viga

La fuerza resultante que debe resistir la soldadura es:

$$R_u = \sqrt{V_u^2 + N_u^2}$$

$$R_u = \sqrt{(1939.4\text{kN})^2 + (263.8\text{kN})^2}$$

$$R_u = 1957.2\text{kN} \text{ (440kip)}$$

El ángulo de la fuerza resultante se puede calcular y utilizar para el aumento de la resistencia direccional de las soldaduras de filete según la ecuación J2-5 de la especificación AISC. El ángulo de la resultante con respecto a la vertical a lo largo de la columna es:

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{N_u}{V_u}\right)$$

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{263.8\text{kN}}{1939.4\text{kN}}\right)$$

$$\theta = 7.75^\circ$$

El aumento de la fuerza direccional se calcula de la siguiente manera:

$$\mu = 1 + 0.5 \cdot \sin(7.75^\circ)^{1.5}$$

$$\mu = 1.02$$

El tamaño de soldadura requerido se calcula de la siguiente manera según las ecuaciones 8-2a y 8-2b del Manual AISC:

$$D_{\text{req'd}} = \frac{1957.2\text{kN}}{2 \cdot 0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot 508\text{mm} \cdot 1.02}$$

$$D_{\text{req'd}} = 12.3\text{mm} \text{ (7.75 sixteenths)}$$

La soldadura de filete mínima requerida por la Tabla de especificaciones J2.4 de AISC es de 6.35mm (1/4 in). Utilice soldaduras de filete de doble cara de 12.7mm (1/2 in) como se requiere para el Caso de diseño I en la distancia T de la viga de 508mm (20in).

La fuerza normal de 263.8kN (59.3kip) en la columna indica que se deben realizar controles de fluencia local y deformación local en la columna de la siguiente manera.

8.3.- Chequeo fluencia local en el alma de la columna

De las ecuaciones 4-2a y 4-2b del Manual AISC, junto con la Tabla 4-1b del Manual AISC, la resistencia a la fluencia local disponible en el alma de la columna es:

$$\Phi R_n = P_{wo} + P_{wi} \cdot l_b$$

$$\Phi R_n = 1401.2\text{kN} + 6.953 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot 508\text{mm}$$

$$\Phi R_n = 4937.5\text{kN} > 263.8\text{kN} \text{ O.K.}$$

8.4.- Chequeo deformación local en el alma de la columna

De la ecuación J10-4 de la especificación AISC, debido a que la carga se aplica a una distancia mayor que $\frac{d}{2}$ desde el extremo de la columna, la resistencia local al desgaste disponible en el alma de la columna es:

$$R_n = 0.8 \cdot t_w^2 \cdot \left[1 + 3 \cdot \frac{I_b}{d} \cdot \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yw} \cdot t_f}{t_w}} \cdot Q_f$$

$$R_n = 0.8 \cdot (15.494 \text{ mm})^2 \cdot \left[1 + 3 \cdot \frac{508 \text{ mm}}{327.66 \text{ mm}} \cdot \left(\frac{15.494 \text{ mm}}{25.146 \text{ mm}} \right)^{1.5} \right] \cdot \sqrt{\frac{199948 \text{ MPa} \cdot 448.2 \text{ MPa} \cdot 25.146 \text{ mm}}{15.494 \text{ mm}}} \cdot 1$$

$$R_n = 7517.5 \text{ kN} \text{ (1690 kip)}$$

$$\Phi R_n = 0.75 \cdot 7517.5 \text{ kN}$$

$$\Phi R_n = 5649.2 \text{ kN} > 263.8 \text{ kN O.K.}$$

El estado límite de pandeo por compresión del alma del pilar no se verifica aquí, ya que solo el alma del muñón de la viga está unida al ala del pilar. Por lo tanto, no se produciría pinzamiento del alma del pilar, como ocurriría si las alas del muñón de la viga también estuvieran conectadas.

9.- Interfaz viga-columna (Caso de diseño II)

Las fuerzas en la interfaz viga-columna, se muestran en la figura 10, son:

$$N_u = | 444.8 \text{ kN} - 587.2 \text{ kN} - 206 \text{ kN} |$$

$$N_u = 348.3 \text{ kN} \text{ (78.3 kip) (Compresión)}$$

$$V_u = 858.5 \text{ kN} + 1129.8 \text{ kN} + 88.5 \text{ kN}$$

$$V_u = 2077.3 \text{ kN} \text{ (467 kip)}$$

9.1.- Verificar la sección bruta del muñón de la viga para determinar la fluencia por corte y tensión.

La resistencia al corte disponible determinada previamente para el caso de diseño I es:

$$\Phi_v \cdot V_n = 2144 \text{ kN} > 2077.3 \text{ kN O.K.}$$

La resistencia a la compresión disponible determinada previamente para el Caso de Diseño I es:

$$\Phi P_n = 8629.5 \text{ kN} > 348.3 \text{ kN O.K.}$$

9.2.- Diseño de soldadura de alma a columna de extremo de viga

La fuerza resultante que debe resistir la soldadura es:

$$R_u = \sqrt{V_u^2 + N_u^2}$$

$$R_u = \sqrt{(2077.3 \text{ kN})^2 + (348.3 \text{ kN})^2}$$

$$R_u = 2108.4 \text{ kN} \text{ (474 kip)}$$

El tamaño de la soldadura entre el alma y la columna del extremo de la viga se determina a partir de las ecuaciones 8-2a y 8-2b del Manual AISC, incluido el aumento de la resistencia direccional de la ecuación J2-5 de la especificación AISC, de la siguiente manera:

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{N_u}{V_u}\right)$$

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{348.3\text{kN}}{2077.3\text{kN}}\right)$$

$$\theta = 9.52^\circ$$

Aumento de la fuerza direccional:

$$\mu = 1 + 0.5 \cdot \sin(9.52^\circ)^{1.5}$$

$$\mu = 1.03$$

El tamaño de soldadura requerido:

$$D_{\text{req'd}} = \frac{2108.4\text{kN}}{2 \cdot 0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot 508\text{mm} \cdot 1.03}$$

$$D_{\text{req'd}} = 13.11\text{mm} \text{ (8.26 sixteenths)}$$

Por lo tanto, se requieren soldaduras de filete de 14.2875mm (9/16 in) en ambos lados para el Caso de Diseño II en la viga con una distancia T de 508mm (20in).

También se debe verificar la columna para detectar la deformación y fluencia local en el alma. Los cálculos se muestran para el Caso de Diseño I que es el que controla.

10.- Interfaz viga-gusset superior (Caso de diseño I)

Las fuerzas en la interfaz entre el gusset superior y la viga, que se muestran en la figura 9, son:

$$N_u = 1067.6\text{kN} \text{ (240kip)}$$

$$V_u = 1205.5\text{kN} \text{ (271kip)}$$

$$M_u = 0\text{kN}\cdot\text{mm} \text{ (0kip-in)}$$

10.1.- Verifique gusset superior para determinar fluencia por corte y tensión a lo largo del ala de la viga.

La resistencia a la fluencia por corte disponible de la placa de gusset se determina a partir de la ecuación J4-3 de la especificación AISC, y la resistencia a la fluencia por tracción disponible se determina a partir de la ecuación J4-1 de la especificación AISC, de la siguiente manera:

$$V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv}$$

$$V_n = 0.6 \cdot 344.7\text{MPa} \cdot 19.05\text{mm} \cdot 685.8\text{mm}$$

$$V_n = 2704.5\text{kN} \text{ (608kip)}$$

$$P_n = F_y \cdot A_g$$

$$P_n = 344.7 \text{ MPa} \cdot 19.05 \text{ mm} \cdot 685.8 \text{ mm}$$

$$P_n = 4492.7 \text{ kN} \text{ (1010 kip)}$$

$$\Phi V_n = 1 \cdot 2704.5 \text{ kN}$$

$$\Phi V_n = 2704.5 \text{ kN} > 1205.5 \text{ kN O.K.}$$

$$\Phi P_n = 0.9 \cdot 4492.7 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 4043.4 \text{ kN} > 1067.6 \text{ kN O.K.}$$

10.2.- Diseño de soldadura Ala viga-gusset superior

La soldadura de la placa gusset superior a la brida de la viga se determina de la siguiente manera utilizando tanto la disposición como la excepción indicadas en la Sección F2.6c.4 de Disposiciones Sísmicas del AISC.

La Sección F2.6c.4 de las Disposiciones Sísmicas del AISC establece que estas soldaduras deben tener una resistencia al corte disponible de $\frac{0.6 \cdot R_y \cdot F_y \cdot t_p}{\alpha_s}$ multiplicada por la longitud de la junta.

Para una soldadura de filete de dos lados:

$$2 \cdot 0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot D \cdot l \geq \frac{0.6 \cdot R_y \cdot F_y \cdot t_p}{\alpha_s} \cdot l$$

$$\alpha_s = 1$$

$$D \geq \frac{0.6 \cdot R_y \cdot F_y \cdot t_p}{2 \cdot 0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot \alpha_s}$$

$$D \geq \frac{0.6 \cdot 1.1 \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot 19.05 \text{ mm}}{2 \cdot 0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot 1}$$

$$D \geq 14.11 \text{ mm (8.89 sixteenths)}$$

La excepción señalada en la Sección F2.6c.4 de las Disposiciones Sísmicas del AISC establece que estas soldaduras pueden diseñarse para tener la resistencia disponible necesaria para resistir las fuerzas del borde del gusset correspondientes a la fuerza del arriostramiento combinada con la resistencia a la flexión en el eje menor del gusset, determinada en presencia de dichas fuerzas. Una soldadura de dos caras se diseña de la siguiente manera, según Carter et al. (2016):

$$l = 685.8 \text{ mm} - 25.4 \text{ mm}$$

$$l = 660.4 \text{ mm (26 in)}$$

Suponga un tamaño de soldadura de filete, $w = 9.525\text{mm}$ (3/8 in), para calcular de manera conservadora las fuerzas de flexión del eje menor sobre la soldadura.

$$P' = \frac{P_u}{0.9 \cdot R_y \cdot F_y \cdot l \cdot t_p}$$

$$P' = \frac{1067.6\text{kN}}{0.9 \cdot 1.1 \cdot 344.7\text{MPa} \cdot 660.4\text{mm} \cdot 19.05\text{mm}}$$

$$P' = 1.1\text{kN} \text{ (0.249kip)}$$

$$V' = \frac{V_u}{0.6 \cdot R_y \cdot F_y \cdot l \cdot t_p}$$

$$V' = \frac{1205.5\text{kN}}{0.6 \cdot 1.1 \cdot 344.7\text{MPa} \cdot 660.4\text{mm} \cdot 19.05\text{mm}}$$

$$V' = 1.9\text{kN} \text{ (0.421kip)}$$

$$M'_x = \frac{4 \cdot M_{ux}}{0.9 \cdot R_y \cdot F_y \cdot l^2 \cdot t_p}$$

$$M'_x = 0\text{kN}\cdot\text{mm}$$

$$M_{uy_max} = \frac{0.9 \cdot R_y \cdot F_y \cdot l \cdot t_p^2}{4} \cdot [(1 - P'^2 - V'^4)^{1.7} - M'_x{}^{1.7}]^{0.59}$$

$$M_{uy_max} = \frac{0.9 \cdot 1.1 \cdot 344.7\text{MPa} \cdot 660.4\text{mm} \cdot (19.05\text{mm})^2}{4} \cdot [(1 - (1.1\text{kN})^2 - (1.9\text{kN})^4)^{1.7} - (0\text{kN}\cdot\text{mm})^{1.7}]^{0.59}$$

$$0.59$$

$$M_{uy_max} = 18529.42\text{kN}\cdot\text{mm} \text{ (164kip}\cdot\text{in)}$$

Fuerzas de soldadura resultantes por pulgada:

$$f_{uv} = \frac{V_u}{2 \cdot l}$$

$$f_{uv} = \frac{1205.5\text{kN}}{2 \cdot 660.4\text{mm}}$$

$$f_{uv} = 0.912 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \text{ (5.21kip/in)}$$

$$f_{up} = \frac{P_u}{2 \cdot l}$$

$$f_{up} = \frac{1067.6\text{kN}}{2 \cdot 660.4\text{mm}}$$

$$f_{up} = 0.809 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \text{ (4.62kip/in)}$$

$$f_{um,x} = \frac{2 \cdot M_{ux}}{l^2}$$

$$f_{um,x} = 0 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$f_{um,y} = \frac{M_{uy_max}}{(t_p + 0.5 \cdot w) \cdot l}$$

$$f_{um,y} = \frac{18529.42 \text{ kN} \cdot \text{mm}}{(19.05 \text{ mm} + 0.5 \cdot 9.525 \text{ mm}) \cdot 660.4 \text{ mm}}$$

$$f_{um,y} = 1.179 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad (6.73 \text{ kip/in})$$

$$f_u = \sqrt{f_{uv}^2 + (f_{up} + f_{um,x} + f_{um,y})^2}$$

$$f_u = \sqrt{\left(0.912 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}\right)^2 + \left(0.809 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} + 0 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} + 1.179 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}\right)^2}$$

$$f_u = 2.189 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad (12.5 \text{ kip/in})$$

Ángulo de carga:

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{f_{up} + f_{um,x} + f_{um,y}}{f_{uv}}\right)$$

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{0.809 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} + 0 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} + 1.179 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}}{0.912 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}}\right)$$

$$\theta = 65.3^\circ$$

Tamaño mínimo de soldadura:

$$D_{\min} = \frac{f_u}{0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot (1 + 0.5 \cdot \sin(\theta))^{1.5}}$$

$$D_{\min} = \frac{2.189 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}}{0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot (1 + 0.5 \cdot \sin(65.3^\circ))^{1.5}}$$

$$D_{\min} = 9.95 \text{ mm} \quad (6.27 \text{ sixteenths})$$

Utilice soldaduras de filete de 11.1125 mm (7/16 in) de doble cara.

10.3.- Resistencia del trozo de viga

10.3.1.- Chequeo fluencia local del alma

Según la ecuación J10-3 de la especificación AISC, dado que la carga se aplica a una profundidad menor o igual a la del extremo del muñón de la viga, d , desde el extremo del muñón, la resistencia a la fluencia local disponible del alma del muñón de la viga es:

$$2.5 \cdot k_{des} + I_b = 2.5 \cdot 40.386 \text{ mm} + 660.4 \text{ mm}$$

$$2.5 \cdot k_{des} + I_b = 762 \text{ mm O.K.}$$

$$R_n = F_y \cdot t_w \cdot (2.5 \cdot k_{des} + l_b)$$

$$R_n = 344.7 \text{ MPa} \cdot 16.51 \text{ mm} \cdot 762 \text{ mm}$$

$$R_n = 4337 \text{ kN} \text{ (975 kip)}$$

$$\Phi R_n = 1 \cdot 4337 \text{ kN}$$

$$\Phi R_n = 4337 \text{ kN} > 1067.6 \text{ kN O.K.}$$

10.3.2.- Chequeo deformación local del alma

Debido a que la fuerza de compresión se aplica en el centroide de la interfaz entre el gusset y el extremo del muñón de la viga, que se encuentra a una distancia desde el extremo del muñón de la viga mayor que $\frac{d}{2}$, la resistencia nominal a la compresión local del alma es:

$$R_n = 0.8 \cdot t_w^2 \cdot \left[1 + 3 \cdot \frac{l_b}{d} \cdot \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yw} \cdot t_f}{t_w}} \cdot Q_f$$

$$R_n = 0.8 \cdot (16.51 \text{ mm})^2 \cdot \left[1 + 3 \cdot \frac{660.4 \text{ mm}}{627.38 \text{ mm}} \cdot \left(\frac{16.51 \text{ mm}}{27.686 \text{ mm}} \right)^{1.5} \right] \cdot \sqrt{\frac{199948 \text{ MPa} \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot 27.686 \text{ mm}}{16.51 \text{ mm}}} \cdot 1$$

$$R_n = 5738.2 \text{ kN} \text{ (1290 kip)}$$

La resistencia de deformación local disponible es:

$$\Phi R_n = 0.75 \cdot 5738.2 \text{ kN}$$

$$\Phi R_n = 4305.9 \text{ kN} > 1067.6 \text{ kN O.K.}$$

11.- Interfaz viga-gusset superior (Caso de diseño II)

Las fuerzas en la interfaz entre el gusset superior y la viga, que se muestran en la figura 10, son:

$$N_u = 858.5 \text{ kN} \text{ (193 kip)}$$

$$V_u = 969.7 \text{ kN} \text{ (218 kip)}$$

$$M_u = 0 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

11.1.- Verifique gusset superior para determinar fluencia por corte y tensión a lo largo del ala de la viga.

Del caso de diseño I:

$$\Phi V_n = 2704.5 \text{ kN} > 969.7 \text{ kN O.K.}$$

$$\Phi P_n = 4043.4 \text{ kN} > 858.5 \text{ kN O.K.}$$

11.2.- Diseño de soldadura de Ala viga-gusset superior

La soldadura de la placa gusset superior al ala de la viga se determina de la siguiente manera utilizando tanto la Disposición como la Excepción señaladas en la Sección F2.6c.4 de Disposiciones Sísmicas del AISC.

La Sección F2.6c.4 de las Disposiciones Sísmicas del AISC establece que estas soldaduras deben tener una resistencia al corte disponible de $\frac{0.6 \cdot R_y \cdot F_y \cdot t_p}{\alpha_s}$, multiplicada por la longitud de la junta.

Del Caso de Diseño 1:

$$D \geq 14.11 \text{ mm (8.89 sixteenths)}$$

La excepción señalada en la Sección F2.6c.4 de las Disposiciones Sísmicas del AISC establece que estas soldaduras pueden diseñarse para tener la resistencia disponible necesaria para resistir las fuerzas en el borde de la placa gusset, correspondientes a la fuerza del arriostramiento combinada con la resistencia a la flexión en el eje menor del gusset, determinada en presencia de dichas fuerzas. Una soldadura de dos caras se diseña de la siguiente manera, según Carter et al. (2016).

Suponga un tamaño de soldadura de filete, $w = 9.525 \text{ mm}$ (3/8 in), para calcular de manera conservadora las fuerzas de flexión del eje menor sobre la soldadura.

$$P' = \frac{P_u}{0.9 \cdot R_y \cdot F_y \cdot l \cdot t_p}$$

$$P' = \frac{858.5 \text{ kN}}{0.9 \cdot 1.1 \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot 660.4 \text{ mm} \cdot 19.05 \text{ mm}}$$

$$P' = 0.9 \text{ kN (0.2 kip)}$$

$$V' = \frac{V_u}{0.6 \cdot R_y \cdot F_y \cdot l \cdot t_p}$$

$$V' = \frac{969.7 \text{ kN}}{0.6 \cdot 1.1 \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot 660.4 \text{ mm} \cdot 19.05 \text{ mm}}$$

$$V' = 1.5 \text{ kN (0.339 kip)}$$

$$M'_x = \frac{4 \cdot M_{ux}}{0.9 \cdot R_y \cdot F_y \cdot l^2 \cdot t_p}$$

$$M'_x = 0 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$M_{uy_max} = \frac{0.9 \cdot R_y \cdot F_y \cdot l \cdot t_p^2}{4} \cdot [(1 - P'^2 - V'^4)^{1.7} - M'_x{}^{1.7}]^{0.59}$$

$$M_{uy_max} = \frac{0.9 \cdot 1.1 \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot 660.4 \text{ mm} \cdot (19.05 \text{ mm})^2}{4} \cdot [(1 - (0.9 \text{ kN})^2 - (1.5 \text{ kN})^4)^{1.7} - (0 \text{ kN} \cdot \text{mm})^{1.7}]^{0.59}$$

$$0.59$$

$$M_{uy_max} = 19320.31 \text{ kN} \cdot \text{mm (171 kip-in)}$$

Fuerzas de soldadura resultantes por pulgada:

$$f_{uv} = \frac{V_u}{2 \cdot l}$$

$$f_{uv} = \frac{969.7 \text{ kN}}{2 \cdot 660.4 \text{ mm}}$$

$$f_{uv} = 0.734 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad (4.19 \text{ kip/in})$$

$$f_{up} = \frac{P_u}{2 \cdot l}$$

$$f_{up} = \frac{858.5 \text{ kN}}{2 \cdot 660.4 \text{ mm}}$$

$$f_{up} = 0.65 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad (3.71 \text{ kip/in})$$

$$f_{um,x} = \frac{2 \cdot M_{ux}}{l^2}$$

$$f_{um,x} = 0 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$f_{um,y} = \frac{M_{uy_max}}{(t_p + 0.5 \cdot w) \cdot l}$$

$$f_{um,y} = \frac{19320.31 \text{ kN} \cdot \text{mm}}{(19.05 \text{ mm} + 0.5 \cdot 9.525 \text{ mm}) \cdot 660.4 \text{ mm}}$$

$$f_{um,y} = 1.23 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad (7.02 \text{ kip/in})$$

$$f_u = \sqrt{f_{uv}^2 + (f_{up} + f_{um,x} + f_{um,y})^2}$$

$$f_u = \sqrt{\left(0.734 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}\right)^2 + \left(0.65 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} + 0 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} + 1.23 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}\right)^2}$$

$$f_u = 2.014 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad (11.5 \text{ kip/in})$$

Ángulo de carga:

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{f_{up} + f_{um,x} + f_{um,y}}{f_{uv}}\right)$$

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{0.65 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} + 0 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} + 1.23 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}}{0.734 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}}\right)$$

$$\theta = 68.7^\circ$$

Tamaño mínimo de soldadura:

$$D_{\min} = \frac{f_u}{0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot (1 + 0.5 \cdot \sin(\theta)^{1.5})}$$

$$D_{\min} = \frac{2.014 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}}{0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot (1 + 0.5 \cdot \sin(68.7^\circ)^{1.5})}$$

$$D_{\min} = 9.05 \text{ mm (5.7 sixteenths)}$$

Esto requiere soldaduras de filete de 9.525 mm (3/8 in) en ambos lados. Sin embargo, cabe destacar que el Caso de Diseño I rige, ya que requiere una soldadura de filete de 11.1125 mm (7/16 in). El diseño que utiliza la excepción de las disposiciones sísmicas del AISC (Sección F2.6c.4) resulta en este tamaño de soldadura reducido en comparación con la soldadura de filete de 14.2875 mm (9/16 in) requerida sin esta excepción, como se calculó previamente.

11.3.- Resistencia del trozo de viga

11.3.1.- Chequeo fluencia local del alma

Del cálculo del caso de diseño I:

$$\Phi R_n = 4337 \text{ kN} > 858.5 \text{ kN O.K.}$$

11.3.2.- Chequeo deformación local del alma

Del cálculo del caso de diseño I:

$$\Phi R_n = 4305.9 \text{ kN} > 858.5 \text{ kN O.K.}$$

12.- Interfaz columna-gusset superior (Caso de diseño I)

Las fuerzas en la interfaz entre el gusset superior y la viga, que se muestran en la figura 9, son:

$$N_u = 556 \text{ kN} \text{ (125kip)}$$

$$V_u = 693.9 \text{ kN} \text{ (156kip)}$$

$$M_u = 22370.89 \text{ kN}\cdot\text{mm} \text{ (198kip}\cdot\text{in)}$$

Se combina la fuerza axial y el momento convirtiendo el momento en una fuerza axial equivalente derivada de la ecuación del momento para un elemento simplemente apoyado con una carga concentrada en el centro del vano (β es la distancia al centroide de la conexión entre la columna y la placa gusset, determinada previamente):

$$N_{u_eq} = N_u + \frac{4 \cdot M_{uc}}{2 \cdot (\beta - clip)}$$

$$N_{u_eq} = 556 \text{ kN} + \frac{2 \cdot 22370.89 \text{ kN}\cdot\text{mm}}{244.602 \text{ mm} - 25.4 \text{ mm}}$$

$$N_{u_eq} = 760.6 \text{ kN} \text{ (171kip)}$$

Esta no es una carga real, pero genera la misma demanda en el refuerzo y la soldadura que trabajar con N y M_c por separado, y permite el uso directo de la Sección J10.3 de la Especificación AISC.

12.1.- Diseño de soldadura de ala de la columna a gusset superior

La soldadura de la placa gusset superior al ala de la columna se determina de la siguiente manera utilizando tanto la disposición como la excepción indicadas en la Sección F2.6c.4 de Disposiciones Sísmicas del AISC.

La Sección F2.6c.4 de las Disposiciones Sísmicas del AISC establece que estas soldaduras deben tener una resistencia al corte disponible de $\frac{0.6 \cdot R_y \cdot F_y \cdot t_p}{\alpha_s}$ multiplicada por la longitud de la junta.

Para una soldadura de filete de dos lados:

$$2 \cdot 0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot D \cdot l \geq \frac{0.6 \cdot R_y \cdot F_y \cdot t_p}{\alpha_s} \cdot l$$

$$\alpha_s = 1$$

$$D \geq \frac{0.6 \cdot R_y \cdot F_y \cdot t_p}{2 \cdot 0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot \alpha_s}$$

$$D \geq \frac{0.6 \cdot 1.1 \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot 19.05 \text{ mm}}{2 \cdot 0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot 1}$$

$$D \geq 14.11 \text{ mm (8.89 sixteenths)}$$

La excepción señalada en la Sección F2.6c.4 de las Disposiciones Sísmicas del AISC establece que estas soldaduras pueden diseñarse para tener la resistencia disponible necesaria para resistir las fuerzas del borde del gusset correspondientes a la fuerza del arriostramiento combinada con la resistencia a la flexión en el eje menor de la placa gusset, determinada en presencia de dichas fuerzas. Una soldadura de dos caras se diseña de la siguiente manera, según Carter et al. (2016):

$$l = 463.55 \text{ mm} - 25.4 \text{ mm}$$

$$l = 439.42 \text{ mm} \text{ (17.3 in)}$$

Suponga un tamaño de soldadura de filete, $w = 9.525 \text{ mm}$ (3/8 in), para calcular de manera conservadora las fuerzas de flexión del eje menor sobre la soldadura.

$$P' = \frac{P_u}{0.9 \cdot R_y \cdot F_y \cdot l \cdot t_p}$$

$$P' = \frac{556 \text{ kN}}{0.9 \cdot 1.1 \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot 439.42 \text{ mm} \cdot 19.05 \text{ mm}}$$

$$P' = 0.9 \text{ kN} \text{ (0.195 kip)}$$

$$V' = \frac{V_u}{0.6 \cdot R_y \cdot F_y \cdot l \cdot t_p}$$

$$V' = \frac{693.9 \text{ kN}}{0.6 \cdot 1.1 \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot 439.42 \text{ mm} \cdot 19.05 \text{ mm}}$$

$$V' = 1.6 \text{ kN} \text{ (0.364 kip)}$$

$$M'_x = \frac{4 \cdot M_{ux}}{0.9 \cdot R_y \cdot F_y \cdot l^2 \cdot t_p}$$

$$M'_x = \frac{4 \cdot 22370.89 \text{ kN} \cdot \text{mm}}{0.9 \cdot 1.1 \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot (439.42 \text{ mm})^2 \cdot 19.05 \text{ mm}}$$

$$M'_x = 8.06 \text{ kN} \cdot \text{mm} \text{ (0.0713 kip-in)}$$

$$M_{uy_max} = \frac{0.9 \cdot R_y \cdot F_y \cdot l \cdot t_p^2}{4} \cdot [(1 - P'^2 - V'^4)^{1.7} - M_x'^{1.7}]^{0.59}$$

$$M_{uy_max} = \frac{0.9 \cdot 1.1 \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot 439.42 \text{ mm} \cdot (19.05 \text{ mm})^2}{4} \cdot [(1 - (0.9 \text{ kN})^2 - (1.6 \text{ kN})^4)^{1.7} - (8.06 \text{ kN} \cdot \text{mm})^{1.7}]^{0.59}$$

$$M_{uy_max} = 12767.22 \text{ kN} \cdot \text{mm} \text{ (113 kip-in)}$$

Fuerzas de soldadura resultantes por pulgada:

$$f_{uv} = \frac{V_u}{2 \cdot l}$$

$$f_{uv} = \frac{693.9 \text{ kN}}{2 \cdot 439.42 \text{ mm}}$$

$$f_{uv} = 0.79 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \text{ (4.51 kip/in)}$$

$$f_{up} = \frac{P_u}{2 \cdot l}$$

$$f_{up} = \frac{556 \text{ kN}}{2 \cdot 439.42 \text{ mm}}$$

$$f_{up} = 0.632 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad (3.61 \text{ kip/in})$$

$$f_{um,x} = \frac{2 \cdot M_{ux}}{l^2}$$

$$f_{um,x} = \frac{2 \cdot 22370.89 \text{ kN} \cdot \text{mm}}{(439.42 \text{ mm})^2}$$

$$f_{um,x} = 0.231 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad (1.32 \text{ kip/in})$$

$$f_{um,y} = \frac{M_{uy,max}}{(t_p + 0.5 \cdot w) \cdot l}$$

$$f_{um,y} = \frac{12767.22 \text{ kN} \cdot \text{mm}}{(19.05 \text{ mm} + 0.5 \cdot 9.525 \text{ mm}) \cdot 439.42 \text{ mm}}$$

$$f_{um,y} = 1.221 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad (6.97 \text{ kip/in})$$

$$f_u = \sqrt{f_{uv}^2 + (f_{up} + f_{um,x} + f_{um,y})^2}$$

$$f_u = \sqrt{\left(0.79 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}\right)^2 + \left(0.632 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} + 0.231 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} + 1.221 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}\right)^2}$$

$$f_u = 2.224 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad (12.7 \text{ kip/in})$$

Ángulo de carga:

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{f_{up} + f_{um,x} + f_{um,y}}{f_{uv}}\right)$$

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{0.632 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} + 0.231 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} + 1.221 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}}{0.79 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}}\right)$$

$$\theta = 69.2^\circ$$

Tamaño mínimo de soldadura:

$$D_{\min} = \frac{f_u}{0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot (1 + 0.5 \cdot \sin(\theta))^{1.5}}$$

$$D_{\min} = \frac{2.224 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}}{0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot (1 + 0.5 \cdot \sin(69.2^\circ))^{1.5}}$$

$$D_{\min} = 9.97 \text{ mm} \quad (6.28 \text{ sixteenths})$$

Utilice una soldadura de filete de 11.1125mm (7/16 in) de doble cara. El diseño según la excepción de la sección F2.6c.4 de las disposiciones sísmicas del AISC resulta en este tamaño de soldadura reducido en comparación con la soldadura de filete de 14.2875mm (9/16 in) requerida sin esta excepción, como se calculó previamente.

12.2.- Verifique gusset superior para determinar fluencia por corte y tensión a lo largo del ala de la columna.

La resistencia a la fluencia por corte disponible de la placa gusset en la interfaz del ala de la columna se determina a partir de la ecuación J4-3 de la especificación AISC, y la resistencia a la fluencia por tracción disponible en la interfaz del ala de la columna se determina a partir de la ecuación J4-1 de la especificación AISC, de la siguiente manera:

$$V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv}$$

$$V_n = 0.6 \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot 19.05 \text{ mm} \cdot 439.42 \text{ mm}$$

$$V_n = 1730.3 \text{ kN} \text{ (389 kip)}$$

$$P_n = F_y \cdot A_g$$

$$P_n = 344.7 \text{ MPa} \cdot 19.05 \text{ mm} \cdot 439.42 \text{ mm}$$

$$P_n = 2886.9 \text{ kN} \text{ (649 kip)}$$

$$\Phi V_n = 1 \cdot 1730.3 \text{ kN}$$

$$\Phi V_n = 1730.3 \text{ kN} > 693.9 \text{ kN O.K.}$$

$$\Phi P_n = 0.9 \cdot 2886.9 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 2597.7 \text{ kN} > 760.6 \text{ kN O.K.}$$

12.3.- Chequeo fluencia local en el alma de la columna

De las ecuaciones 4-2a y 4-2b del Manual AISC, junto con la Tabla 4-1b del Manual AISC, la resistencia a la fluencia local disponible en el alma de la columna es:

$$\Phi R_n = P_{wo} + P_{wi} \cdot l_b$$

$$\Phi R_n = 1401.2 \text{ kN} + 6.953 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot 439.42 \text{ mm}$$

$$\Phi R_n = 4448.2 \text{ kN} > 760.6 \text{ kN O.K.}$$

12.4.- Chequeo deformación local en el alma de la columna

De la ecuación J10-4 de la especificación AISC, debido a que la carga se aplica a una distancia mayor que $\frac{d}{2}$ desde el extremo de la columna, la resistencia local al desgaste disponible en el alma de la columna es:

$$R_n = 0.8 \cdot t_w^2 \cdot \left[1 + 3 \cdot \frac{b}{d} \cdot \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yw} \cdot t_f}{t_w}} \cdot Q_f$$

$$R_n = 0.8 \cdot (15.494 \text{ mm})^2 \cdot \left[1 + 3 \cdot \frac{439.42 \text{ mm}}{327.66 \text{ mm}} \cdot \left(\frac{15.494 \text{ mm}}{25.146 \text{ mm}} \right)^{1.5} \right] \cdot \sqrt{\frac{199948 \text{ MPa} \cdot 448.2 \text{ MPa} \cdot 25.146 \text{ mm}}{15.494 \text{ mm}}} \cdot 1$$

$$R_n = 6805.7 \text{ kN} \text{ (1530 kip)}$$

$$\Phi R_n = 0.75 \cdot 6805.7 \text{ kN}$$

$$\Phi R_n = 5115.4 \text{ kN} > 760.6 \text{ kN O.K.}$$

12.5.- Verificar la resistencia al corte del alma de la columna

De la ecuación de especificación AISC G2-1, para un W12×106, la resistencia al corte disponible es:

$$V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_{vl}$$

$$V_n = 0.6 \cdot 448.2 \text{ MPa} \cdot 15.494 \text{ mm} \cdot 327.66 \text{ mm} \cdot 1$$

$$V_n = 1365.6 \text{ kN} \text{ (307 kip)}$$

$$\Phi_v \cdot V_n = 1 \cdot 1365.6 \text{ kN}$$

$$\Phi_v \cdot V_n = 1365.6 \text{ kN} > 556 \text{ kN O.K.}$$

13.- Interfaz columna-gusset superior (Caso de diseño II)

Las fuerzas en la interfaz entre la placa gusset superior y la columna, que se muestran en la figura 10, son:

$$N_u = 444.8 \text{ kN} \text{ (100 kip)}$$

$$V_u = 556 \text{ kN} \text{ (125 kip)}$$

$$M_u = 17851.52 \text{ kN} \cdot \text{mm} \text{ (158 kip-in)}$$

Comparando estas cargas con las del Caso de Diseño I, se puede ver que el Caso de Diseño I controla. Esto completa el diseño del gusset superior.

14.- Interfaz viga-gusset inferior (Caso de diseño I)

Las fuerzas en la interfaz entre el gusset inferior y la viga, que se muestran en las figura 9, son:

$$N_u = 960.8 \text{ kN} \text{ (216kip)}$$

$$V_u = 1147.6 \text{ kN} \text{ (258kip)}$$

$$M_u = 0 \text{ kN}\cdot\text{mm}$$

14.1.- Verifique gusset inferior para determinar fluencia por corte y tensión a lo largo del ala de la viga.

La resistencia a la fluencia por corte disponible de la placa gusset se determina a partir de la ecuación J4-3 de la especificación AISC, y la resistencia a la fluencia por tracción disponible se determina a partir de la ecuación J4-1 de la especificación AISC, de la siguiente manera:

$$V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv}$$

$$V_n = 0.6 \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot 19.05 \text{ mm} \cdot 723.9 \text{ mm}$$

$$V_n = 2851.3 \text{ kN} \text{ (641kip)}$$

$$P_n = F_y \cdot A_g$$

$$P_n = 344.7 \text{ MPa} \cdot 19.05 \text{ mm} \cdot 723.9 \text{ mm}$$

$$P_n = 4759.6 \text{ kN} \text{ (1070kip)}$$

$$\phi V_n = 1 \cdot 2851.3 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 2851.3 \text{ kN} > 1147.6 \text{ kN O.K.}$$

$$\phi P_n = 0.9 \cdot 4759.6 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 4283.6 \text{ kN} > 960.8 \text{ kN O.K.}$$

14.2.- Diseño de soldadura ala viga-gusset inferior

La soldadura de la placa gusset inferior al ala de la viga se determina de la siguiente manera utilizando tanto la disposición como la excepción indicadas en la Sección F2.6c.4 de Disposiciones Sísmicas del AISC.

La Sección F2.6c.4 de las Disposiciones Sísmicas del AISC establece que estas soldaduras deben tener una resistencia al corte disponible de $\frac{0.6 \cdot R_y \cdot F_y \cdot t_p}{\alpha_s}$ multiplicada por la longitud de la junta.

Para una soldadura de filete de dos lados:

$$2 \cdot 0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot D \cdot l \geq \frac{0.6 \cdot R_y \cdot F_y \cdot t_p \cdot l}{\alpha_s}$$

$$\alpha_s = 1$$

$$D \geq \frac{0.6 \cdot R_y \cdot F_y \cdot t_p}{2 \cdot 0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot \alpha_s}$$

$$D \geq \frac{0.6 \cdot 1.1 \cdot 344.7 \text{MPa} \cdot 19.05 \text{mm}}{2 \cdot 0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot 1}$$

$$D \geq 14.11 \text{mm} \text{ (8.89 sixteenths)}$$

La excepción señalada en la Sección F2.6c.4 de las Disposiciones Sísmicas del AISC establece que estas soldaduras pueden diseñarse para tener la resistencia disponible necesaria para resistir las fuerzas del borde del gusset correspondientes a la fuerza del arriostramiento combinada con la resistencia a la flexión en el eje menor de la placa gusset, determinada en presencia de dichas fuerzas. Una soldadura de dos caras se diseña de la siguiente manera, según Carter et al. (2016):

$$l = 723.9 \text{mm} - 25.4 \text{mm}$$

$$l = 698.5 \text{mm} \text{ (27.5in)}$$

Suponga un tamaño de soldadura de filete, $w = 9.525 \text{mm}$, para calcular de manera conservadora las fuerzas de flexión del eje menor sobre la soldadura.

$$P' = \frac{P_u}{0.9 \cdot R_y \cdot F_y \cdot l \cdot t_p}$$

$$P' = \frac{960.8 \text{kN}}{0.9 \cdot 1.1 \cdot 344.7 \text{MPa} \cdot 698.5 \text{mm} \cdot 19.05 \text{mm}}$$

$$P' = 0.9 \text{kN} \text{ (0.212kip)}$$

$$V' = \frac{V_u}{0.6 \cdot R_y \cdot F_y \cdot l \cdot t_p}$$

$$V' = \frac{1147.6 \text{kN}}{0.6 \cdot 1.1 \cdot 344.7 \text{MPa} \cdot 698.5 \text{mm} \cdot 19.05 \text{mm}}$$

$$V' = 1.7 \text{kN} \text{ (0.379kip)}$$

$$M'_x = \frac{4 \cdot M_{ux}}{0.9 \cdot R_y \cdot F_y \cdot l^2 \cdot t_p}$$

$$M'_x = 0 \text{kN}\cdot\text{mm}$$

$$M_{uy_max} = \frac{0.9 \cdot R_y \cdot F_y \cdot l \cdot t_p^2}{4} \cdot [(1 - P'^2 - V'^4)^{1.7} - M'_x{}^{1.7}]^{0.59}$$

$$M_{uy_max} = \frac{0.9 \cdot 1.1 \cdot 344.7 \text{MPa} \cdot 698.5 \text{mm} \cdot (19.05 \text{mm})^2}{4} \cdot [(1 - (0.9 \text{kN})^2 - (1.7 \text{kN})^4)^{1.7} - (0 \text{kN}\cdot\text{mm})^{1.7}]^{0.59}$$

$$M_{uy_max} = 20224.19 \text{kN}\cdot\text{mm} \text{ (179kip}\cdot\text{in)}$$

Fuerzas de soldadura resultantes por pulgada:

$$f_{uv} = \frac{V_u}{2 \cdot l}$$

$$f_{uv} = \frac{1147.6 \text{ kN}}{2 \cdot 698.5 \text{ mm}}$$

$$f_{uv} = 0.821 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad (4.69 \text{ kip/in})$$

$$f_{up} = \frac{P_u}{2 \cdot l}$$

$$f_{up} = \frac{960.8 \text{ kN}}{2 \cdot 698.5 \text{ mm}}$$

$$f_{up} = 0.688 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad (3.93 \text{ kip/in})$$

$$f_{um,x} = \frac{2 \cdot M_{ux}}{l^2}$$

$$f_{um,x} = 0 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$f_{um,y} = \frac{M_{uy_max}}{(t_p + 0.5 \cdot w) \cdot l}$$

$$f_{um,y} = \frac{20224.19 \text{ kN} \cdot \text{mm}}{(19.05 \text{ mm} + 0.5 \cdot 9.525 \text{ mm}) \cdot 698.5 \text{ mm}}$$

$$f_{um,y} = 1.215 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad (6.94 \text{ kip/in})$$

$$f_u = \sqrt{f_{uv}^2 + (f_{up} + f_{um,x} + f_{um,y})^2}$$

$$f_u = \sqrt{\left(0.821 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}\right)^2 + \left(0.688 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} + 0 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} + 1.215 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}\right)^2}$$

$$f_u = 2.066 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad (11.8 \text{ kip/in})$$

Ángulo de carga:

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{f_{up} + f_{um,x} + f_{um,y}}{f_{uv}}\right)$$

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{0.688 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} + 0 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} + 1.215 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}}{0.821 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}}\right)$$

$$\theta = 66.7^\circ$$

Tamaño mínimo de soldadura:

$$D_{\min} = \frac{f_u}{0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot (1 + 0.5 \cdot \sin(\theta)^{1.5})}$$

$$D_{\min} = \frac{2.066 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}}{0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot (1 + 0.5 \cdot \sin(66.7^\circ)^{1.5})}$$

$$D_{\min} = 9.35 \text{ mm (5.89 sixteenths)}$$

Utilice soldaduras de filete de 9.525 mm (3/8 in) de doble cara.

14.3.- Resistencia del trozo de viga

14.3.1.- Chequeo fluencia local del alma

Debido a que la fuerza normal actúa en el centroide de la interfaz entre el gusset inferior y la viga, que es menor que la profundidad del extremo de la viga, d , la resistencia a la fluencia local disponible del alma del extremo de la viga se determina a partir de la ecuación de especificación AISC J10-3 de la siguiente manera:

$$2.5 \cdot k_{\text{des}} + l_b = 2.5 \cdot 40.386 \text{ mm} + 698.5 \text{ mm}$$

$$2.5 \cdot k_{\text{des}} + l_b = 800.1 \text{ mm O.K. Usar } 762 \text{ mm}$$

$$R_n = F_y \cdot t_w \cdot (2.5 \cdot k_{\text{des}} + l_b)$$

$$R_n = 344.7 \text{ MPa} \cdot 16.51 \text{ mm} \cdot 762 \text{ mm}$$

$$R_n = 4337 \text{ kN (975 kip)}$$

$$\Phi R_n = 1 \cdot 4337 \text{ kN}$$

$$\Phi R_n = 4337 \text{ kN} > 960.8 \text{ kN O.K.}$$

14.3.2.- Chequeo deformación local del alma

La fuerza normal actúa en el centroide de la interfaz entre el gusset inferior y la viga, que es mayor que $\frac{d}{2}$ desde el extremo de la viga. La resistencia local al desgaste del alma disponible del extremo de la viga se determina mediante la ecuación J10-4 de la especificación AISC:

$$R_n = 0.8 \cdot t_w^2 \cdot \left[1 + 3 \cdot \frac{l_b}{d} \cdot \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yw} \cdot t_f}{t_w}} \cdot Q_f$$

$$R_n = 0.8 \cdot (16.51 \text{ mm})^2 \cdot \left[1 + 3 \cdot \frac{698.5 \text{ mm}}{627.38 \text{ mm}} \cdot \left(\frac{16.51 \text{ mm}}{27.686 \text{ mm}} \right)^{1.5} \right] \cdot \sqrt{\frac{199948 \text{ MPa} \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot 27.686 \text{ mm}}{16.51 \text{ mm}}} \cdot 1$$

$$R_n = 5960.6 \text{ kN (1340 kip)}$$

La resistencia de deformación local disponible es:

$$\Phi R_n = 0.75 \cdot 5960.6 \text{ kN}$$

$$\Phi R_n = 4472.7 \text{ kN} > 960.8 \text{ kN O.K.}$$

15.- Interfaz viga-gusset inferior (Caso de diseño II)

Las fuerzas en la interfaz entre el gusset inferior y la viga, que se muestran en las figura 10, son:

$$N_u = 1129.8 \text{ kN } (254 \text{ kip})$$

$$V_u = 1347.8 \text{ kN } (303 \text{ kip})$$

$$M_u = 0 \text{ kN}\cdot\text{mm}$$

15.1.- Verifique gusset inferior para determinar fluencia por corte y tensión a lo largo del ala de la viga.

Del caso de diseño I:

$$\phi V_n = 2851.3 \text{ kN} > 1347.8 \text{ kN O.K.}$$

$$\phi P_n = 4283.6 \text{ kN} > 1129.8 \text{ kN O.K.}$$

15.2.- Diseño de soldadura ala viga-gusset inferior

La soldadura de la placa gusset inferior al ala de la viga se determina de la siguiente manera utilizando tanto la Disposición como la Excepción señaladas en la Sección F2.6c.4 de Disposiciones Sísmicas del AISC.

La Sección F2.6c.4 de las Disposiciones Sísmicas del AISC establece que estas soldaduras deben tener una resistencia al corte disponible de $\frac{0.6 \cdot R_y \cdot F_y \cdot t_p}{\alpha_s}$, multiplicada por la longitud de la junta.

Del Caso de Diseño 1:

$$D \geq 14.11 \text{ mm } (8.89 \text{ sixteenths})$$

La excepción señalada en la Sección F2.6c.4 de las Disposiciones Sísmicas del AISC establece que estas soldaduras pueden diseñarse para tener la resistencia disponible necesaria para resistir las fuerzas en el borde del gusset, correspondientes a la fuerza del arriostramiento combinada con la resistencia a la flexión en el eje menor de la placa gusset, determinada en presencia de dichas fuerzas. Una soldadura de dos caras se diseña de la siguiente manera, según Carter et al. (2016).

Suponga un tamaño de soldadura de filete, $w = 9.525 \text{ mm } (3/8 \text{ in})$, para calcular de manera conservadora las fuerzas de flexión del eje menor sobre la soldadura.

$$P' = \frac{P_u}{0.9 \cdot R_y \cdot F_y \cdot l \cdot t_p}$$

$$P' = \frac{1129.8 \text{ kN}}{0.9 \cdot 1.1 \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot 698.5 \text{ mm} \cdot 19.05 \text{ mm}}$$

$$P' = 1.1 \text{ kN } (0.249 \text{ kip})$$

$$V' = \frac{V_u}{0.6 \cdot R_y \cdot F_y \cdot I \cdot t_p}$$

$$V' = \frac{1347.8 \text{ kN}}{0.6 \cdot 1.1 \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot 698.5 \text{ mm} \cdot 19.05 \text{ mm}}$$

$$V' = 2 \text{ kN} \text{ (0.445 kip)}$$

$$M'_x = \frac{4 \cdot M_{ux}}{0.9 \cdot R_y \cdot F_y \cdot I^2 \cdot t_p}$$

$$M'_x = 0 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$M_{uy_max} = \frac{0.9 \cdot R_y \cdot F_y \cdot I \cdot t_p^2}{4} \cdot [(1 - P'^2 - V'^4)^{1.7} - M'_x^{1.7}]^{0.59}$$

$$M_{uy_max} = \frac{0.9 \cdot 1.1 \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot 698.5 \text{ mm} \cdot (19.05 \text{ mm})^2}{4} \cdot [(1 - (1.1 \text{ kN})^2 - (2 \text{ kN})^4)^{1.7} - (0 \text{ kN} \cdot \text{mm})^{1.7}]^{0.59}$$

$$M_{uy_max} = 19433.3 \text{ kN} \cdot \text{mm} \text{ (172 kip-in)}$$

Fuerzas de soldadura resultantes por pulgada:

$$f_{uv} = \frac{V_u}{2 \cdot I}$$

$$f_{uv} = \frac{1347.8 \text{ kN}}{2 \cdot 698.5 \text{ mm}}$$

$$f_{uv} = 0.965 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \text{ (5.51 kip/in)}$$

$$f_{up} = \frac{P_u}{2 \cdot I}$$

$$f_{up} = \frac{1129.8 \text{ kN}}{2 \cdot 698.5 \text{ mm}}$$

$$f_{up} = 0.809 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \text{ (4.62 kip/in)}$$

$$f_{um,x} = \frac{2 \cdot M_{ux}}{I^2}$$

$$f_{um,x} = 0 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$f_{um,y} = \frac{M_{uy_max}}{(t_p + 0.5 \cdot w) \cdot I}$$

$$f_{um,y} = \frac{19433.3 \text{ kN} \cdot \text{mm}}{(19.05 \text{ mm} + 0.5 \cdot 9.525 \text{ mm}) \cdot 698.5 \text{ mm}}$$

$$f_{um,y} = 1.168 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \text{ (6.67 kip/in)}$$

$$f_u = \sqrt{f_{uv}^2 + (f_{up} + f_{um,x} + f_{um,y})^2}$$

$$f_u = \sqrt{\left(0.965 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}\right)^2 + \left(0.809 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} + 0 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} + 1.168 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}\right)^2}$$

$$f_u = 2.207 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad (12.6 \text{ kip/in})$$

Ángulo de carga:

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{f_{up} + f_{um,x} + f_{um,y}}{f_{uv}}\right)$$

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{0.809 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} + 0 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} + 1.168 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}}{0.965 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}}\right)$$

$$\theta = 64^\circ$$

Tamaño mínimo de soldadura:

$$D_{\min} = \frac{f_u}{0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot (1 + 0.5 \cdot \sin(\theta)^{1.5})}$$

$$D_{\min} = \frac{2.207 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}}{0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot (1 + 0.5 \cdot \sin(64^\circ)^{1.5})}$$

$$D_{\min} = 10.08 \text{ mm} \quad (6.35 \text{ sixteenths})$$

Utilice una soldadura de filete de 11.125 mm (7/16 in) de doble cara. El Caso de Diseño II es el que rige. El diseño que utiliza la excepción de la Sección F2.6c.4 de las Disposiciones Sísmicas del AISC resulta en este tamaño de soldadura reducido en comparación con la soldadura de filete de 14.2875 mm (9/16 in) requerida sin esta excepción, como se calculó previamente.

15.3.- Verificar la fluencia local del alma del extremo de la viga

La resistencia local a la fluencia disponible de la viga es (según cálculos anteriores):

$$\Phi R_n = 4337 \text{ kN} > 1129.8 \text{ kN O.K.}$$

15.4.- Compruebe la deformación local del alma del trozo de viga

La resistencia local al desgaste disponible de la viga es (según cálculos anteriores):

$$\Phi R_n = 4492.7 \text{ kN} > 1129.8 \text{ kN O.K.}$$

16.- Interfaz columna-gusset inferior (Caso de diseño I)

Las fuerzas en la interfaz entre la placa gusset inferior y la columna, que se muestran en las figura 9, son:

$$N_u = 498.2 \text{ kN (112kip)}$$

$$V_u = 685 \text{ kN (154kip)}$$

$$M_u = 19659.26 \text{ kN}\cdot\text{mm (174kip-in)}$$

Se combina la fuerza axial y el momento convirtiendo el momento en una fuerza axial equivalente derivada de la ecuación del momento para un elemento simplemente apoyado con una carga concentrada en el centro del vano (β es la distancia al centroide de la conexión entre la columna y la cartela, determinada previamente):

$$N_{u_eq} = N_u + \frac{4 \cdot M_{uc}}{2 \cdot (\beta - clip)}$$

$$N_{u_eq} = 498.2 \text{ kN} + \frac{2 \cdot 19659.26 \text{ kN}\cdot\text{mm}}{264.16 \text{ mm} - 25.4 \text{ mm}}$$

$$N_{u_eq} = 662.8 \text{ kN (149kip)}$$

16.1.- Diseño de soldadura columna-gusset inferior

La soldadura de la placa gusset inferior al ala de la columna se determina de la siguiente manera utilizando tanto la disposición como la excepción indicadas en la Sección F2.6c.4 de Disposiciones Sísmicas del AISC.

La Sección F2.6c.4 de las Disposiciones Sísmicas del AISC establece que estas soldaduras deben tener una resistencia al corte disponible de $\frac{0.6 \cdot R_y \cdot F_y \cdot t_p}{\alpha_s}$ multiplicada por la longitud de la junta.

Para una soldadura de filete de dos lados:

$$2 \cdot 0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot D \cdot l \geq \frac{0.6 \cdot R_y \cdot F_y \cdot t_p}{\alpha_s} \cdot l$$

$$\alpha_s = 1$$

$$D \geq \frac{0.6 \cdot R_y \cdot F_y \cdot t_p}{2 \cdot 0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot \alpha_s}$$

$$D \geq \frac{0.6 \cdot 1.1 \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot 19.05 \text{ mm}}{2 \cdot 0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot 1}$$

$$D \geq 14.11 \text{ mm (8.89 sixteenths)}$$

La excepción señalada en la Sección F2.6c.4 de las Disposiciones Sísmicas del AISC establece que estas soldaduras pueden diseñarse para tener la resistencia disponible necesaria para resistir las fuerzas del borde del gusset correspondientes a la fuerza de la diagonal combinada con la resistencia a la flexión en el eje menor del gusset, determinada en presencia de dichas fuerzas. Una soldadura de dos caras se diseña de la siguiente manera, según Carter et al. (2016):

$$l = 501.65 \text{ mm} - 25.4 \text{ mm}$$

$$l = 477.52 \text{ mm} \text{ (18.8 in)}$$

Suponga un tamaño de soldadura de filete, $w = 9.525 \text{ mm}$, para calcular de manera conservadora las fuerzas de flexión del eje menor sobre la soldadura.

$$P' = \frac{P_u}{0.9 \cdot R_y \cdot F_y \cdot l \cdot t_p}$$

$$P' = \frac{498.2 \text{ kN}}{0.9 \cdot 1.1 \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot 477.52 \text{ mm} \cdot 19.05 \text{ mm}}$$

$$P' = 0.7 \text{ kN} \text{ (0.16 kip)}$$

$$V' = \frac{V_u}{0.6 \cdot R_y \cdot F_y \cdot l \cdot t_p}$$

$$V' = \frac{685 \text{ kN}}{0.6 \cdot 1.1 \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot 477.52 \text{ mm} \cdot 19.05 \text{ mm}}$$

$$V' = 1.5 \text{ kN} \text{ (0.331 kip)}$$

$$M'_x = \frac{4 \cdot M_{ux}}{0.9 \cdot R_y \cdot F_y \cdot l^2 \cdot t_p}$$

$$M'_x = \frac{4 \cdot 19659.26 \text{ kN} \cdot \text{mm}}{0.9 \cdot 1.1 \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot (477.52 \text{ mm})^2 \cdot 19.05 \text{ mm}}$$

$$M'_x = 5.99 \text{ kN} \cdot \text{mm} \text{ (0.053 kip-in)}$$

$$M_{uy_max} = \frac{0.9 \cdot R_y \cdot F_y \cdot l \cdot t_p^2}{4} \cdot [(1 - P'^2 - V'^4)^{1.7} - M'_x{}^{1.7}]^{0.59}$$

$$M_{uy_max} = \frac{0.9 \cdot 1.1 \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot 477.52 \text{ mm} \cdot (19.05 \text{ mm})^2}{4} \cdot [(1 - (0.7 \text{ kN})^2 - (1.5 \text{ kN})^4)^{1.7} - (5.99 \text{ kN} \cdot \text{mm})^{1.7}]^{0.59}$$

$$M_{uy_max} = 14123.04 \text{ kN} \cdot \text{mm} \text{ (125 kip-in)}$$

Fuerzas de soldadura resultantes por pulgada:

$$f_{uv} = \frac{V_u}{2 \cdot l}$$

$$f_{uv} = \frac{685 \text{ kN}}{2 \cdot 477.52 \text{ mm}}$$

$$f_{uv} = 0.718 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \text{ (4.10 kip/in)}$$

$$f_{up} = \frac{P_u}{2 \cdot l}$$

$$f_{up} = \frac{498.2 \text{ kN}}{2 \cdot 477.52 \text{ mm}}$$

$$f_{up} = 0.522 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad (2.98 \text{ kip/in})$$

$$f_{um,x} = \frac{2 \cdot M_{ux}}{l^2}$$

$$f_{um,x} = \frac{2 \cdot 19659.26 \text{ kN} \cdot \text{mm}}{(477.52 \text{ mm})^2}$$

$$f_{um,x} = 0.172 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad (0.985 \text{ kip/in})$$

$$f_{um,y} = \frac{M_{uy_max}}{(t_p + 0.5 \cdot w) \cdot l}$$

$$f_{um,y} = \frac{14123.04 \text{ kN} \cdot \text{mm}}{(19.05 \text{ mm} + 0.5 \cdot 9.525 \text{ mm}) \cdot 477.52 \text{ mm}}$$

$$f_{um,y} = 1.242 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad (7.09 \text{ kip/in})$$

$$f_u = \sqrt{f_{uv}^2 + (f_{up} + f_{um,x} + f_{um,y})^2}$$

$$f_u = \sqrt{\left(0.718 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}\right)^2 + \left(0.522 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} + 0.172 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} + 1.242 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}\right)^2}$$

$$f_u = 2.066 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad (11.8 \text{ kip/in})$$

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{f_{up} + f_{um,x} + f_{um,y}}{f_{uv}}\right)$$

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{0.522 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} + 0.172 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} + 1.242 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}}{0.718 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}}\right)$$

$$\theta = 69.7^\circ$$

Tamaño mínimo de soldadura:

$$D_{\min} = \frac{f_u}{0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot (1 + 0.5 \cdot \sin(\theta))^{1.5}}$$

$$D_{\min} = \frac{2.066 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}}{0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot (1 + 0.5 \cdot \sin(69.7^\circ))^{1.5}}$$

$$D_{\min} = 9.26 \text{ mm} \quad (5.83 \text{ sixteenths})$$

Utilice una soldadura de filete de 9.525 mm (3/8 in) de doble cara.

16.2.- Verifique el gusset inferior para determinar fluencia por corte y tensión a lo largo del ala de la columna.

La resistencia a la fluencia por corte disponible de la placa gusset en la interfaz del ala de la columna se determina a partir de la ecuación J4-3 de la especificación AISC, y la resistencia a la fluencia por tracción disponible en la interfaz del ala de la columna se determina a partir de la ecuación J4-1 de la especificación AISC, de la siguiente manera:

$$V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv}$$

$$V_n = 0.6 \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot 19.05 \text{ mm} \cdot 501.65 \text{ mm}$$

$$V_n = 1975 \text{ kN} \text{ (444 kip)}$$

$$P_n = F_y \cdot A_g$$

$$P_n = 344.7 \text{ MPa} \cdot 19.05 \text{ mm} \cdot 501.65 \text{ mm}$$

$$P_n = 3296.1 \text{ kN} \text{ (741 kip)}$$

$$\Phi V_n = 1 \cdot 1975 \text{ kN}$$

$$\Phi V_n = 1975 \text{ kN} > 685 \text{ kN O.K.}$$

$$\Phi P_n = 0.9 \cdot 3296.1 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 2966.9 \text{ kN} > 662.8 \text{ kN O.K.}$$

16.3.- Chequeo fluencia local en el alma de la columna

Debido a que la fuerza normal se aplica a una distancia desde el extremo de la columna que es mayor o igual a la altura de la columna, d , la resistencia a la fluencia local disponible del alma de la columna, según las ecuaciones 4-2a y 4-2b del Manual AISC, es:

$$\Phi R_n = P_{wo} + P_{wi} \cdot l_b$$

$$\Phi R_n = 1401.2 \text{ kN} + 6.953 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot 477.52 \text{ mm}$$

$$\Phi R_n = 4715.1 \text{ kN} > 662.8 \text{ kN O.K.}$$

16.4.- Chequeo deformación local en el alma de la columna

Dado que la fuerza normal se aplica a una distancia desde el extremo de la columna mayor o igual a $\frac{d}{2}$, la resistencia local al desgaste disponible en el alma de la columna, según la ecuación de especificación AISC J10-4, es:

$$R_n = 0.8 \cdot t_w^2 \cdot \left[1 + 3 \cdot \frac{I_b}{d} \cdot \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yw} \cdot t_f}{t_w}} \cdot Q_f$$

$$R_n = 0.8 \cdot (15.494 \text{ mm})^2 \cdot \left[1 + 3 \cdot \frac{477.52 \text{ mm}}{327.66 \text{ mm}} \cdot \left(\frac{15.494 \text{ mm}}{25.146 \text{ mm}} \right)^{1.5} \right] \cdot \sqrt{\frac{199948 \text{ MPa} \cdot 448.2 \text{ MPa} \cdot 25.146 \text{ mm}}{15.494 \text{ mm}}} \cdot 1$$

$$R_n = 7206.1 \text{ kN} \text{ (1620 kip)}$$

$$\Phi R_n = 0.75 \cdot 7206.1 \text{ kN}$$

$$\Phi R_n = 5426.8 \text{ kN} > 662.8 \text{ kN O.K.}$$

16.5.- Verificar la resistencia al corte del alma de la columna

Según cálculos anteriores, la resistencia al corte disponible de la columna W12x106 es:

$$\Phi_v \cdot V_n = 1365.6 \text{ kN} > 498.2 \text{ kN O.K.}$$

17.- Interfaz columna-gusset inferior (Caso de diseño II)

Las fuerzas en la interfaz entre el gusset inferior y la columna, que se muestran en la figura 10, son:

$$N_u = 587.2 \text{ kN} \text{ (132 kip)}$$

$$V_u = 805.1 \text{ kN} \text{ (181 kip)}$$

$$M_u = 23161.78 \text{ kN} \cdot \text{mm} \text{ (205 kip-in)}$$

De forma similar a los cálculos anteriores, la fuerza axial y el momento se combinan convirtiendo el momento en una fuerza axial equivalente:

$$N_{u_eq} = N_u + \frac{4 \cdot M_{uc}}{2 \cdot (\beta - clip)}$$

$$N_{u_eq} = 587.2 \text{ kN} + \frac{2 \cdot 23161.78 \text{ kN} \cdot \text{mm}}{264.16 \text{ mm} - 25.4 \text{ mm}}$$

$$N_{u_eq} = 782.9 \text{ kN} \text{ (176 kip)}$$

17.1.- Diseño de soldadura ala columna-gusset inferior

La soldadura de la placa gusset inferior al ala de la columna se determina de la siguiente manera utilizando tanto la disposición como la excepción indicadas en la Sección F2.6c.4 de Disposiciones Sísmicas del AISC.

La Sección F2.6c.4 de las Disposiciones Sísmicas del AISC establece que estas soldaduras deben tener una resistencia al corte disponible igual a $\frac{0.6 \cdot R_y \cdot F_y \cdot t_p}{\alpha_s}$ multiplicada por la longitud de la

jointa.

Del Caso de Diseño I:

$$D \geq 14.11 \text{ mm} \text{ (8.89 sixteenths)}$$

La excepción señalada en la Sección F2.6c.4 de las Disposiciones Sísmicas del AISC establece que estas soldaduras pueden diseñarse para tener la resistencia disponible necesaria para resistir las fuerzas del borde del gusset correspondientes a la fuerza de la diagonal combinada con la resistencia a la flexión en el eje menor de la placa gusset, determinada en presencia de dichas fuerzas. Una soldadura de dos caras se diseña de la siguiente manera, según Carter et al. (2016):

Suponga un tamaño de soldadura de filete, $w = 9.525\text{mm}$ (3/8 in), para calcular de manera conservadora las fuerzas de flexión del eje menor sobre la soldadura.

$$P' = \frac{P_u}{0.9 \cdot R_y \cdot F_y \cdot l \cdot t_p}$$

$$P' = \frac{587.2\text{kN}}{0.9 \cdot 1.1 \cdot 344.7\text{MPa} \cdot 477.52\text{mm} \cdot 19.05\text{mm}}$$

$$P' = 0.8\text{kN} \text{ (0.189kip)}$$

$$V' = \frac{V_u}{0.6 \cdot R_y \cdot F_y \cdot l \cdot t_p}$$

$$V' = \frac{805.1\text{kN}}{0.6 \cdot 1.1 \cdot 344.7\text{MPa} \cdot 477.52\text{mm} \cdot 19.05\text{mm}}$$

$$V' = 1.7\text{kN} \text{ (0.389kip)}$$

$$M'_x = \frac{4 \cdot M_{ux}}{0.9 \cdot R_y \cdot F_y \cdot l^2 \cdot t_p}$$

$$M'_x = \frac{4 \cdot 23161.78\text{kN}\cdot\text{mm}}{0.9 \cdot 1.1 \cdot 344.7\text{MPa} \cdot (477.52\text{mm})^2 \cdot 19.05\text{mm}}$$

$$M'_x = 7.06\text{kN}\cdot\text{mm} \text{ (0.0625kip-in)}$$

$$M_{uy_max} = \frac{0.9 \cdot R_y \cdot F_y \cdot l \cdot t_p^2}{4} \cdot [(1 - P'^2 - V'^4)^{1.7} - M'_x{}^{1.7}]^{0.59}$$

$$M_{uy_max} = \frac{0.9 \cdot 1.1 \cdot 344.7\text{MPa} \cdot 477.52\text{mm} \cdot (19.05\text{mm})^2}{4} \cdot [(1 - (0.8\text{kN})^2 - (1.7\text{kN})^4)^{1.7} - (7.06\text{kN}\cdot\text{mm})^{1.7}]^{0.59}$$

$$M_{uy_max} = 13784.08\text{kN}\cdot\text{mm} \text{ (122kip-in)}$$

Fuerzas de soldadura resultantes por pulgada:

$$f_{uv} = \frac{V_u}{2 \cdot l}$$

$$f_{uv} = \frac{805.1\text{kN}}{2 \cdot 477.52\text{mm}}$$

$$f_{uv} = 0.842 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \text{ (4.81kip/in)}$$

$$f_{up} = \frac{P_u}{2 \cdot l}$$

$$f_{up} = \frac{587.2 \text{ kN}}{2 \cdot 477.52 \text{ mm}}$$

$$f_{up} = 0.615 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad (3.51 \text{ kip/in})$$

$$f_{um,x} = \frac{2 \cdot M_{ux}}{l^2}$$

$$f_{um,x} = \frac{2 \cdot 23161.78 \text{ kN} \cdot \text{mm}}{(477.52 \text{ mm})^2}$$

$$f_{um,x} = 0.203 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad (1.16 \text{ kip/in})$$

$$f_{um,y} = \frac{M_{uy_max}}{(t_p + 0.5 \cdot w) \cdot l}$$

$$f_{um,y} = \frac{13784.08 \text{ kN} \cdot \text{mm}}{(19.05 \text{ mm} + 0.5 \cdot 9.525 \text{ mm}) \cdot 477.52 \text{ mm}}$$

$$f_{um,y} = 1.212 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad (6.92 \text{ kip/in})$$

$$f_u = \sqrt{f_{uv}^2 + (f_{up} + f_{um,x} + f_{um,y})^2}$$

$$f_u = \sqrt{\left(0.842 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}\right)^2 + \left(0.615 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} + 0.203 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} + 1.212 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}\right)^2}$$

$$f_u = 2.189 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad (12.5 \text{ kip/in})$$

Ángulo de carga:

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{f_{up} + f_{um,x} + f_{um,y}}{f_{uv}}\right)$$

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{0.615 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} + 0.203 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} + 1.212 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}}{0.842 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}}\right)$$

$$\theta = 67.5^\circ$$

Tamaño mínimo de soldadura:

$$D_{\min} = \frac{f_u}{0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot (1 + 0.5 \cdot \sin(\theta))^{1.5}}$$

$$D_{\min} = \frac{2.189 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}}{0.244 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot (1 + 0.5 \cdot \sin(67.5^\circ))^{1.5}}$$

$$D_{\min} = 9.87 \text{ mm} \quad (6.22 \text{ sixteenths})$$

Utilice una soldadura de filete de 11.1125 mm (7/16 in) de doble cara. El diseño según la excepción de la sección F2.6c.4 de las disposiciones sísmicas del AISC resulta en este tamaño de soldadura reducido en comparación con la soldadura de filete de 14.2875 mm (9/16 in) requerida sin esta excepción, como se calculó previamente.

17.2.- Verifique el gusset inferior para determinar fluencia por corte y tensión a lo largo del ala de la columna.

De los cálculos previos para el Caso de Diseño I, las resistencias a la fluencia por corte y a la fluencia por tracción disponibles del gusset inferior son:

$$\phi V_n = 1975 \text{ kN} > 805.1 \text{ kN O.K.}$$

$$\phi P_n = 2967 \text{ kN} > 782.9 \text{ kN O.K.}$$

17.3.- Chequeo fluencia local en el alma de la columna

De los cálculos previos para el Caso de Diseño I, la resistencia a la fluencia local disponible del alma de la columna es:

$$\phi R_n = 4715.1 \text{ kN} > 782.9 \text{ kN O.K.}$$

17.4.- Chequeo deformación local en el alma de la columna

De los cálculos previos para el Caso de Diseño I, la resistencia local al desgaste disponible del alma de la columna es:

$$\phi R_n = 5426.8 \text{ kN} > 782.9 \text{ kN O.K.}$$

17.5.- Verificar la resistencia al corte del alma de la columna

Según cálculos anteriores, la resistencia al corte disponible de la columna W12x106 es:

$$\phi_v V_n = 1365.6 \text{ kN} > 587.2 \text{ kN O.K.}$$

El diseño completo se muestra en la Figura 1.

18.1- Conexión superior

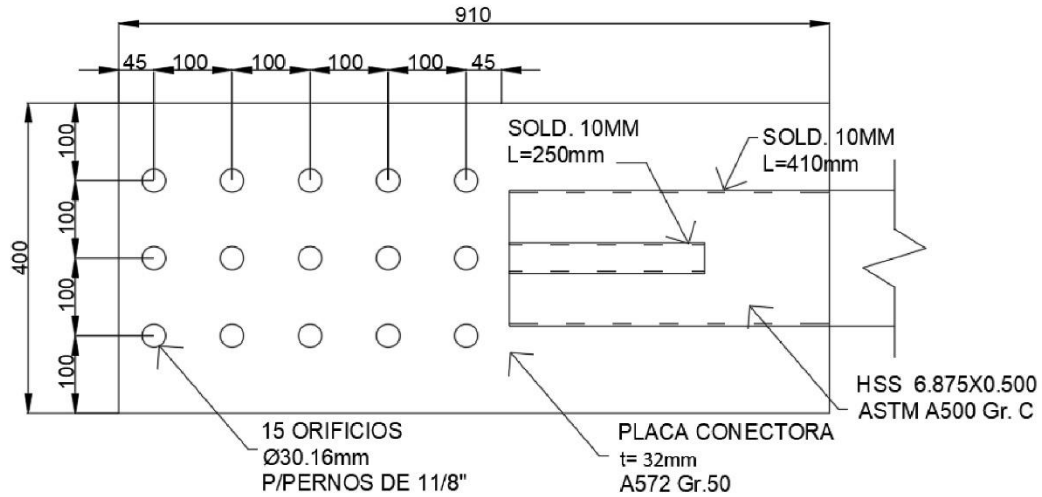


Fig 13. Detalle conexión superior

18.1.1- Diseño de soldadura entre perfil y placa conectora

Se utilizará un electrodo E70XX para la soldadura tipo filete y acero A572 Gr.50 para la placa conectora de 32mm de espesor. Las cargas de diseño son:

$$Tension = 2491kN$$

$$Compresion = 1997.3kN$$

Además, la soldadura tendrá el tamaño máximo permitido según la AISC 2010 sección J2.2b, el cual se determina a partir de los espesores del perfil HSS6.875X0.500 (11.8mm) y la placa conectora (32mm). Por lo tanto, el tamaño de soldadura es:

$$w_f = 10mm$$

La resistencia de la soldadura de filete es:

$$\Phi \cdot R_n = 0.75 \cdot 0.6 \cdot F_{E70} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot w_f \cdot L_{req}$$

$$\Phi \cdot R_n = 0.75 \cdot 0.6 \cdot 482.83MPa \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot 10mm \cdot L_{req}$$

$$\Phi \cdot R_n = 1536.36 \frac{N}{mm} \cdot L_{req}$$

Dado que la soldadura se realiza en ambos lados de la placa conectora, se tienen cuatro cordones de soldadura, por lo tanto, el largo requerido de soldadura se determina:

$$L_{\text{req}} = \frac{T_{\text{dis}}}{4 \cdot 0.75 \cdot 0.6 \cdot F_{E70} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot w_f}$$

$$L_{\text{req}} = \frac{2491000\text{N}}{4 \cdot 0.75 \cdot 0.6 \cdot 482.83\text{MPa} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot 10\text{mm}} = 0.40534\text{m}$$

El largo propuesto es de $L = 41\text{cm}$

18.1.2.- Diseño de conexión de la placa conectora

Utilizando pernos $1\frac{1}{8}$ " de acero ASTM grupo A del manual AISC (tabla 7-1) con hilo incluido en el plano de corte (N) y carga (S). Se tiene que la resistencia al corte (LRFD) de un perno es:

$$\Phi \cdot r_n = 179263.3\text{N}$$

El numero de pernos requeridos n_{req} es:

$$n_{\text{req}} = \frac{T_{\text{dis}}}{\Phi \cdot r_n}$$

$$n_{\text{req}} = \frac{2491000\text{N}}{179263.3\text{N}} = 13.8958$$

Cantidad propuesta $n = 15$

Se utilizarán tres filas de 5 pernos cada una, teniendo así un total de pernos $n = 15$

La resistencia al corte de los pernos es:

$$\Phi \cdot r_n = 15 \cdot 179263.3\text{N}$$

$$\Phi \cdot r_n = 2689\text{kN} > 2491\text{kN OK}$$

El espaciamiento mínimo y máximo entre pernos es:

$$s_{\text{min}} = 3 \cdot d_b$$

$$s_{\text{min}} = 3 \cdot 2.86\text{cm} = 8.58\text{cm}$$

$$s_{\text{max}} = \min(14 \cdot t; 18\text{cm})$$

$$s_{\text{max}} = \min(42\text{cm}; 18\text{cm}) = 18\text{cm}$$

Usamos un espaciamiento $s = 10\text{cm}$

El espaciamiento mínimo hasta el borde de la placa conectora viene dado por la Tabla J3.4 del AISC, donde $l_{v\min} = 38.1\text{mm}$, por lo tanto, se define:

$$l_v = 4.5\text{cm}$$

18.1.3.- Resistencia de los elementos al corte (J4.2)

Fluencia por corte

$$\Phi \cdot R_n = 1 \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv}$$

Donde:

A_{gv} = Área bruta sujeta a cizallamiento

$$A_{gv} = 410\text{mm} \cdot 11.8\text{mm} = 4838\text{mm}^2$$

Teniendo 4 cordones de soldadura:

$$\Phi \cdot R_n = 1 \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} \cdot 4$$

$$\Phi \cdot R_n = 1 \cdot 0.6 \cdot 345\text{MPa} \cdot 4838\text{mm}^2 \cdot 4$$

$$\Phi \cdot R_n = 4005.864\text{kN} > 2491\text{kN OK}$$

Ruptura por corte

$$\Phi \cdot R_n = 0.75 \cdot 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv}$$

Donde:

A_{nv} = Área neta sujeta a esfuerzo cortante

$$A_{nv} = 410\text{mm} \cdot 11.8\text{mm} = 4838\text{mm}^2$$

Teniendo 4 cordones de soldadura:

$$\Phi \cdot R_n = 0.75 \cdot 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv}$$

$$\Phi \cdot R_n = 0.75 \cdot 0.6 \cdot 448\text{MPa} \cdot 4838\text{mm}^2 \cdot 4$$

$$\Phi \cdot R_n = 3901.363\text{kN} > 2491\text{kN OK}$$

18.1.4.- Resistencia de la placa conectora

Considerando el espesor de 30mm de la placa conectora y el ancho de 400mm

$$A_g = 32\text{mm} \cdot 400\text{mm} = 12800\text{mm}^2$$

Diámetro de orificios:

$$d_h = d_b + \frac{1\text{in}}{16}$$

$$d_h = 30.16\text{mm}$$

Diámetro neto:

$$D_h = d_h + \frac{1\text{in}}{16}$$

$$D_h = 31.75\text{mm}$$

Por lo tanto, el área efectiva es:

$$A_e = A_g - 3 \cdot D_h \cdot t$$

$$A_e = 12800\text{mm}^2 - 3 \cdot 31.75\text{mm} \cdot 32$$

$$A_e = 9752\text{mm}^2$$

La resistencia por fluencia en el área bruta, según la Ecuación D2-1 de la AISC Specification, es:

$$\Phi \cdot P_n = 0.9 \cdot F_y \cdot A_g$$

$$\Phi \cdot P_n = 0.9 \cdot 345\text{MPa} \cdot 12800\text{mm}^2$$

$$\Phi \cdot P_n = 3974.4\text{kN} > 2491\text{kN OK}$$

La resistencia por rotura en el área efectiva, según la Ecuación D2-2 de la AISC Specification, es:

$$\Phi \cdot P_n = 0.75 \cdot F_u \cdot A_e$$

$$\Phi \cdot P_n = 0.75 \cdot 448\text{MPa} \cdot 9752\text{mm}^2$$

$$\Phi \cdot P_n = 3276.7\text{kN} > 2491\text{kN OK}$$

Dimensiones del bloque de corte de la placa conectora:

$$A_{gv} = 2 \cdot (45\text{mm} + 4 \cdot 100\text{mm}) \cdot t$$

$$A_{gv} = 2 \cdot (45\text{mm} + 4 \cdot 100\text{mm}) \cdot 32\text{mm} = 28480\text{mm}^2$$

$$A_{gt} = 2 \cdot 100\text{mm} \cdot t$$

$$A_{gt} = 2 \cdot 100\text{mm} \cdot 32\text{mm} = 6400\text{mm}^2$$

$$A_{nv} = A_{gv} - \Sigma A_h$$

$$A_{nv} = A_{gv} - 2 \cdot 4.5 \cdot D_h \cdot t$$

$$A_{nv} = 28480 \text{ mm}^2 - 2 \cdot 4.5 \cdot 31.75 \text{ mm} \cdot 32 \text{ mm} = 19336 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = A_{gt} - \Sigma A_h$$

$$A_{nt} = A_{gt} - 2 \cdot D_h \cdot t$$

$$A_{nt} = 6400 \text{ mm}^2 - 2 \cdot 31.75 \text{ mm} \cdot 32 \text{ mm} = 4368 \text{ mm}^2$$

$$U_{bs} = 1$$

De la Ecuación J4 - 5 de la AISC Specification, la resistencia por bloque de corte es:

$$R_n = 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \leq 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}$$

$$R_n = 0.6 \cdot 448 \text{ MPa} \cdot 19336 \text{ mm}^2 + 1 \cdot 448 \text{ MPa} \cdot 4368 \text{ mm}^2 \leq 0.6 \cdot 345 \text{ MPa} \cdot 28480 \text{ mm}^2 + 1 \cdot 448 \text{ MPa} \cdot 4368 \text{ mm}^2$$

$$R_n = 7154.4 \text{ kN} \leq 7852.2 \text{ kN}$$

$$R_n = 7154.4 \text{ kN}$$

$$\Phi \cdot R_n = 0.75 \cdot R_n$$

$$\Phi \cdot R_n = 5365.8 \text{ kN} > 2491 \text{ kN OK}$$

La resistencia al aplastamiento del orificio del perno en la placa conectora, donde la deformación es una consideración de diseño, según el capítulo J3.10 de la AISC Specification, es:

$$R_n = 1.2 \cdot l_c \cdot t \cdot F_u \leq 2.4 \cdot d_b \cdot t \cdot F_u$$

Para pernos de borde

Considerando que l_c es:

$$l_c = 45 \text{ mm} - 0.5 \cdot d_h$$

$$l_c = 45 \text{ mm} - 0.5 \cdot 30.16 \text{ mm} = 29.92 \text{ mm}$$

Entonces:

$$R_n = 1.2 \cdot 29.92 \text{ mm} \cdot 32 \text{ mm} \cdot 448 \text{ MPa} \leq 2.4 \cdot 28.58 \text{ mm} \cdot 32 \text{ mm} \cdot 448 \text{ MPa}$$

$$R_n = 514.7 \text{ kN} \leq 983.3 \text{ kN}$$

$$R_{nb} = 514.7 \text{ kN}$$

$$\Phi \cdot R_{nb} = 0.75 \cdot 514.7 \text{ kN}$$

$$\Phi \cdot R_{nb} = 386 \text{ kN}$$

Para pernos interiores

Considerando que l_c es:

$$l_c = 100 \text{ mm} - d_h$$

$$l_c = 100 \text{ mm} - 30.16 \text{ mm} = 69.84 \text{ mm}$$

Entonces:

$$R_n = 1.2 \cdot 69.84 \text{ mm} \cdot 32 \text{ mm} \cdot 448 \text{ MPa} \leq 2.4 \cdot 28.58 \text{ mm} \cdot 32 \text{ mm} \cdot 448 \text{ MPa}$$

$$R_n = 1201.5 \text{ kN} \leq 983.3 \text{ kN}$$

$$R_{ni} = 983.3 \text{ kN}$$

$$\Phi \cdot R_{ni} = 0.75 \cdot 983.3 \text{ kN}$$

$$\Phi \cdot R_{ni} = 737.5 \text{ kN}$$

Resistencia total de pernos en aplastamiento

$$\Phi \cdot R_n = 3 \cdot \Phi \cdot R_{nb} + 12 \cdot \Phi \cdot R_{ni}$$

$$\Phi \cdot R_n = 3 \cdot 386 \text{ kN} + 12 \cdot 737.5 \text{ kN}$$

$$\Phi \cdot R_n = 10008 \text{ kN} > 2491 \text{ kN OK}$$

18.1.5.- Verificación de resistencia placa Gusset

Teniendo en cuenta el espesor del gusset superior de 32mm (e_g), se tiene un ancho efectivo de

Whitmore de:

$$L_W = 2 \cdot 100 \text{ mm} + 2 \cdot 4 \cdot 100 \text{ mm} \cdot \tan(30) = 661.8802 \text{ mm}$$

Resistencia por fluencia en el área efectiva de Whitmore:

$$\Phi \cdot R_n = 0.9 \cdot F_{y_guss} \cdot L_W \cdot e_g$$

$$\Phi \cdot R_n = 0.9 \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot 661.9 \text{ mm} \cdot 32 \text{ mm}$$

$$\Phi \cdot R_n = 6570.9 \text{ kN} > 2491 \text{ kN OK}$$

Resistencia por rotura en el área efectiva de Whitmore:

$$A_W = L_W \cdot e_g$$

$$A_W = 661.9 \text{ mm} \cdot 32 \text{ mm} = 21180.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{Wn} = (L_W - 3 \cdot D_h) \cdot e_g$$

$$A_{Wn} = (661.9 \text{ mm} - 3 \cdot 31.75 \text{ mm}) \cdot 32 \text{ mm} = 18132.8 \text{ mm}^2$$

$$A_e = \min(A_W; A_{Wn}) = \min(21180.8 \text{ mm}^2; 18132.8 \text{ mm}^2) = 18132.8 \text{ mm}^2$$

$$\Phi \cdot R_n = 0.75 \cdot F_{u_guss} \cdot A_e$$

$$\Phi \cdot R_n = 0.75 \cdot 448.16 \text{ MPa} \cdot 18132.8 \text{ mm}^2$$

$$\Phi \cdot R_n = 6094.8 \text{ kN} > 2491 \text{ kN OK}$$

Dimensiones del bloque de corte de la placa gusset:

$$A_{gv} = 2 \cdot (45 \text{ mm} + 4 \cdot 100 \text{ mm}) \cdot e_g$$

$$A_{gv} = 2 \cdot (45 \text{ mm} + 4 \cdot 100 \text{ mm}) \cdot 32 \text{ mm} = 28480 \text{ mm}^2$$

$$A_{gt} = 2 \cdot 100 \text{ mm} \cdot e_g$$

$$A_{gt} = 2 \cdot 100 \text{ mm} \cdot 32 \text{ mm} = 6400 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = A_{gv} - \Sigma A_h$$

$$A_{nv} = 28480 \text{ mm}^2 - 2 \cdot 4.5 \cdot 31.75 \text{ mm} \cdot 32 \text{ mm} = 19336 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = A_{gt} - \Sigma A_h$$

$$A_{nt} = 6400 \text{ mm}^2 - 2 \cdot 31.75 \text{ mm} \cdot 32 \text{ mm} = 4368 \text{ mm}^2$$

$$U_{bs} = 1$$

De la Ecuación J4 - 5 de la AISC Specification, la resistencia por bloque de corte es:

$$R_n = 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \leq 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}$$

$$R_n = 0.6 \cdot 448 \text{ MPa} \cdot 19336 \text{ mm}^2 + 1 \cdot 448 \text{ MPa} \cdot 4368 \text{ mm}^2 \leq 0.6 \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot 28480 \text{ mm}^2 + 1 \cdot 448 \text{ MPa} \cdot 4368 \text{ mm}^2$$

$$R_n = 7154.4 \text{ kN} \leq 7847.1 \text{ kN}$$

$$R_n = 7154.4 \text{ kN}$$

$$\Phi \cdot R_n = 0.75 \cdot R_n$$

$$\Phi \cdot R_n = 5365.8 \text{ kN} > 2491 \text{ kN OK}$$

La resistencia por aplastamiento de los orificios en la placa gusset se verifica automáticamente ya que el espesor de la placa gusset es igual al espesor de la placa conectora (32mm), considerando el mismo espaciamiento de pernos.

La resistencia a la compresión de la placa gusset se determina a partir de la Sección J4.4 de la AISC Specification de la siguiente manera:

$$L_c = 0.6 \cdot 50 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

$$r = \frac{e_g}{\sqrt{12}} = \frac{3.2 \text{ cm}}{\sqrt{12}} = 0.92376 \text{ cm}$$

$$\frac{L_c}{r} = \frac{30 \text{ cm}}{0.92376 \text{ cm}} = 32.476$$

Como L_c/r es mayor a 25, se aplican las disposiciones del Capítulo E de la AISC Specification. Utilizando la Tabla 4-14 del AISC Manual para determinar la tracción crítica, la resistencia a la compresión disponible del gusset es:

$$\Phi \cdot F_{cr} = 287.5 \text{ MPa} \text{ (41.7 ksi)}$$

$$\Phi \cdot P_n = \Phi \cdot F_{cr} \cdot A_{Wn}$$

$$\Phi \cdot P_n = 287.5 \text{ MPa} \cdot 18132.8 \text{ mm}^2$$

$$\Phi \cdot P_n = 5213.2 \text{ kN} > 1997.3 \text{ kN OK}$$

18.1.6.- Verifique el área neta efectiva del soporte

Según la Sección F2.5b(c) de las Disposiciones Sísmicas del AISC, el área neta efectiva del soporte, A_e , no debe ser menor que su área bruta, A_g .

El área neta es:

$$A_n = A_g - 2 \cdot (e_g + 2 \cdot \text{gap}) \cdot t_{des}$$

Usando un espacio de 1.5875 mm (1/16 in) en cada lado de la ranura de la abrazadera para dejar espacio para el montaje:

$$A_n = 6038.7 \text{ mm}^2 - 2 \cdot (32 \text{ mm} + 2 \cdot 1.5875 \text{ mm}) \cdot 11.811 \text{ mm}$$

$$A_n = 5207.8 \text{ mm}^2$$

De la Tabla de especificaciones D3.1 de AISC, Caso 5, dado que $l > 1.3 \cdot D$, $U = 1$ y el área neta efectiva es:

$$A_e = U \cdot A_n = 1 \cdot 5207.8 \text{ mm}^2 = 5207.8 \text{ mm}^2$$

Dado que $A_e < A_g$, se requiere refuerzo. El área aproximada de refuerzo requerida, A_{rn} , es el área

eliminada, pero la posición del refuerzo reducirá U a menos de 1.0. El área de refuerzo requerida se puede obtener de:

$$(A_n + A_{rn}) \cdot U = A_g$$

$$A_{rn} = \frac{A_g}{U} - A_n$$

Probando con $U = 0.8$, entonces:

$$A_{rn} = \frac{A_g}{0.8} - A_n$$

$$A_{rn} = \frac{6038.7 \text{ mm}^2}{0.8} - 5207.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{rn} = 2340.6 \text{ mm}^2$$

Probando dos barras planas de acero ASTM A572 Grado 50 de $40 \text{ mm} \times 40 \text{ mm}$, con un área total de $A_{rn} = 3200 \text{ mm}^2$ con $F_y = 344.7 \text{ MPa}$ (50ksi), el material ASTM A572 Grado 50 cumple con el requisito de la Sección F2.5b(c)(1) de las Disposiciones Sísmicas del AISC, de que el límite elástico del refuerzo sea al menos el límite elástico mínimo especificado del elemento.

La disposición se muestra en la Figura 14.

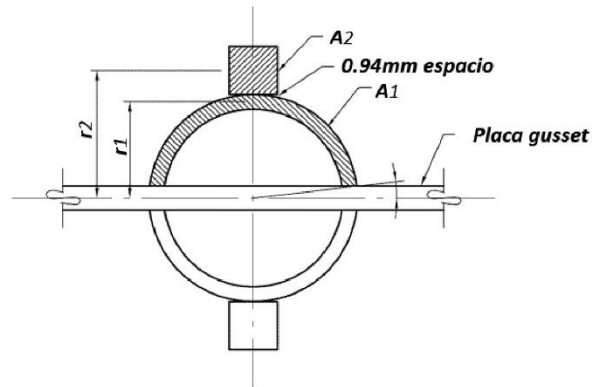


Fig 14. Sección transversal de la diagonal sobre la viga en la sección neta.

De la Figura 14:

$$r_1 = \frac{D - t_{des}}{2}$$

$$r_1 = \frac{174.6 \text{ mm} - 11.811 \text{ mm}}{2}$$

$$r_1 = 81.4 \text{ mm}$$

$$r_2 = \frac{D + t_{pr}}{2}$$

$$r_2 = \frac{174.6\text{mm} + 40\text{mm}}{2}$$

$$r_2 = 107.3\text{mm}$$

La distancia al centroide de un círculo parcial viene dada por:

$$x = \frac{r_1 \cdot \sin(\theta)}{\theta}$$

Donde el arco total del círculo parcial es 2θ , y θ se mide en radianes. Aunque el soporte es ligeramente menor que un semicírculo completo debido a la ranura, como se muestra en la figura 8, utilice un ángulo, θ , de $\frac{\pi}{2}$ para simplificar.

$$x_{\text{brace}} = 81.4\text{mm} \cdot \left[\frac{\sin\left(\frac{\pi}{2}\right)}{\frac{\pi}{2}} \right]$$

$$x_{\text{brace}} = 51.82\text{mm}$$

$$x_{\text{re}} = r_2$$

$$x_{\text{re}} = 107.3\text{mm}$$

Determinar x para la sección transversal compuesta.

Parte	x	A	xA
Mitad de la diagonal	51.82mm	2650mm ²	137323mm ³
Una placa plana	107.3mm	1600mm ²	171680mm ³
Sumatoria	-	4250mm ²	309003mm ³

$$x = \frac{\sum xA}{\sum A}$$

$$x = \frac{309003\text{mm}^3}{4250\text{mm}^2}$$

$$x = 72.71\text{mm}$$

De la Tabla de especificaciones D3.1 de AISC, caso 2, que se aplica a HSS con refuerzo agregado:

$$U = 1 - \frac{x}{l}$$

$$U = 1 - \frac{72.71\text{mm}}{410\text{mm}}$$

$$U = 0.823$$

$$A_n = A_{n_{\text{brace}}} + A_{rn}$$

$$A_n = 5207.8\text{mm}^2 + 3200\text{mm}^2$$

$$A_n = 8407.8 \text{ mm}^2$$

$$A_e = U \cdot A_n$$

$$A_e = 0.823 \cdot 8407.8 \text{ mm}^2$$

$$A_e = 6919.6 \text{ mm}^2 > 6038.7 \text{ mm}^2 \text{ O.K.}$$

18.1.7.- Diseño de soldaduras que conectan barras planas al soporte

Según la Sección F2.5b(c)(2) de las Disposiciones Sísmicas del AISC, la barra plana se conecta al refuerzo de acero de alta resistencia (HSS) para desarrollar la resistencia esperada de la barra plana a cada lado de la sección reducida (se utiliza aquí el límite elástico esperado, $R_y \cdot F_y$).

La sección reducida es la longitud del HSS desde la extensión de la ranura hasta el inicio de la soldadura de HSS a la cartela. La resistencia requerida de la soldadura se basa en el límite elástico esperado de la barra plana utilizando R_y , de la Tabla A3.1 de las Disposiciones Sísmicas del AISC para barras ASTM A572 Grado 50.

La resistencia esperada del refuerzo de la barra plana es:

$$\frac{R_y \cdot F_y \cdot A_{fb}}{\alpha_s} = \frac{1.1 \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot 1600 \text{ mm}^2}{1}$$

$$\frac{R_y \cdot F_y \cdot A_{fb}}{\alpha_s} = 606.67 \text{ kN}$$

Utilizando dos soldaduras de filete de una sola pasada de 10 mm, la longitud de soldadura requerida es:

$$l_w = \frac{P_u}{2 \cdot 0.75 \cdot 0.6 \cdot 482 \text{ MPa} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot 10 \text{ mm}}$$

$$l_w = \frac{606.67 \text{ kN}}{2 \cdot 0.75 \cdot 0.6 \cdot 482 \text{ MPa} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot 10 \text{ mm}}$$

$$l_w = 197.78 \text{ mm}$$

Utilice dos soldaduras de filete de ancho 10 mm y 250 mm de largo a cada lado de la sección.

18.2.- Conexión inferior

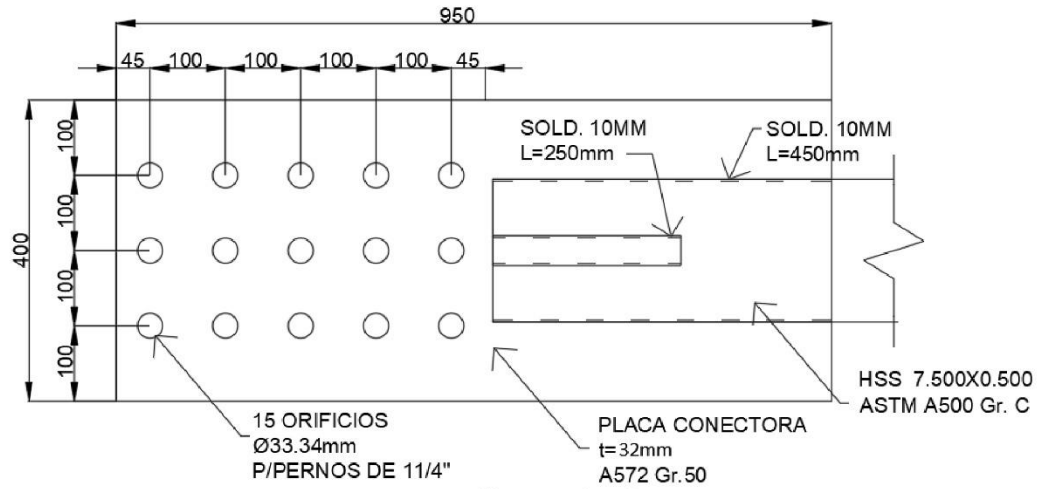


Fig 15. Detalle conexión inferior

18.2.1.- Diseño de soldadura entre perfil y placa conectora

Se utilizará un electrodo E70XX para la soldadura tipo filete y acero A572 Gr.50 para la placa conectora de 32mm de espesor. Las cargas de diseño son:

$$Tension = 2740.1kN$$

$$Compresion = 2330.9kN$$

Además, la soldadura tendrá el tamaño máximo permitido según la AISC 2010 sección J2.2b, el cual se determina a partir de los espesores del perfil HSS7.500X0.500 (11.8mm) y la placa conectora (32mm). Por lo tanto, el tamaño de soldadura es:

$$w_f = 10mm$$

La resistencia de la soldadura de filete es:

$$\Phi \cdot R_n = 0.75 \cdot 0.6 \cdot F_{E70} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot w_f \cdot L_{req}$$

$$\Phi \cdot R_n = 0.75 \cdot 0.6 \cdot 482.83MPa \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot 10mm \cdot L_{req}$$

$$\Phi \cdot R_n = 1536.36 \frac{N}{mm} \cdot L_{req}$$

Dado que la soldadura se realiza en ambos lados de la placa conectora, se tienen cuatro cordones de soldadura, por lo tanto, el largo requerido de soldadura se determina:

$$L_{req} = \frac{T_{dis}}{4 \cdot 0.75 \cdot 0.6 \cdot F_{E70} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot w_f}$$

$$L_{req} = \frac{2740100N}{4 \cdot 0.75 \cdot 0.6 \cdot 482.83MPa \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot 10mm} = 0.44588m$$

El largo propuesto es de $L = 45cm$

18.2.2.- Diseño de conexión de la placa conectora

Utilizando pernos $1\frac{1}{4}$ " de acero ASTM grupo A del manual AISC (tabla 7-1) con hilo incluido en el plano de corte (N) y carga (S). Se tiene que la resistencia al corte (LRFD) de un perno es:

$$\Phi \cdot r_n = 221521.44N$$

El numero de pernos requeridos n_{req} es:

$$n_{req} = \frac{T_{dis}}{\Phi \cdot r_n}$$

$$n_{req} = \frac{2740100N}{221521.44N} = 12.3695$$

Cantidad propuesta $n = 15$

Se utilizarán tres filas de 5 pernos cada una, teniendo así un total de pernos $n = 15$

La resistencia al corte de los pernos es:

$$\Phi \cdot r_n = 15 \cdot 221521.44N$$

$$\Phi \cdot r_n = 3322.82kN > 2740kN \text{ OK}$$

El espaciamiento mínimo y máximo entre pernos es:

$$s_{min} = 3 \cdot d_b$$

$$s_{min} = 3 \cdot 3.175cm = 9.525cm$$

$$s_{max} = \min(14 \cdot t; 18cm)$$

$$s_{max} = \min(42cm; 18cm) = 18cm$$

Usamos un espaciamiento $s = 10cm$

El espaciamiento mínimo hasta el borde de la placa conectora viene dado por la Tabla J3.4 del AISC, donde $l_{vmin} = 41.275\text{mm}$, por lo tanto, se define:

$$l_v = 4.5\text{cm}$$

18.2.3.- Resistencia de los elementos al corte (J4.2)

Fluencia por corte

$$\Phi \cdot R_n = 1 \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv}$$

Donde:

A_{gv} = Área bruta sujeta a cizallamiento

$$A_{gv} = 450\text{mm} \cdot 11.8\text{mm} = 5310\text{mm}^2$$

Teniendo 4 cordones de soldadura:

$$\Phi \cdot R_n = 1 \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} \cdot 4$$

$$\Phi \cdot R_n = 1 \cdot 0.6 \cdot 345\text{MPa} \cdot 5310\text{mm}^2 \cdot 4$$

$$\Phi \cdot R_n = 4396.68\text{kN} > 2740\text{kN OK}$$

Ruptura por corte

$$\Phi \cdot R_n = 0.75 \cdot 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv}$$

Donde:

A_{nv} = Área neta sujeta a esfuerzo cortante

$$A_{nv} = 450\text{mm} \cdot 11.8\text{mm} = 5310\text{mm}^2$$

Teniendo 4 cordones de soldadura:

$$\Phi \cdot R_n = 0.75 \cdot 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv}$$

$$\Phi \cdot R_n = 0.75 \cdot 0.6 \cdot 448\text{MPa} \cdot 5310\text{mm}^2 \cdot 4$$

$$\Phi \cdot R_n = 4281.98\text{kN} > 2740\text{kN OK}$$

18.2.4.- Resistencia de la placa conectora

Considerando el espesor de 32mm de la placa conectora y el ancho de 400mm.

$$A_g = 32\text{mm} \cdot 400\text{mm} = 12800\text{mm}^2$$

Diámetro de orificios:

$$d_h = d_b + \frac{1 \text{ in}}{16}$$

$$d_h = 33.34 \text{ mm}$$

Diámetro neto:

$$D_h = d_h + \frac{1 \text{ in}}{16}$$

$$D_h = 34.9 \text{ mm}$$

Por lo tanto, el área efectiva es:

$$A_e = A_g - 3 \cdot D_h \cdot t$$

$$A_e = 12800 \text{ mm}^2 - 3 \cdot 34.9 \text{ mm} \cdot 32 \text{ mm}$$

$$A_e = 9449.6 \text{ mm}^2$$

La resistencia por fluencia en el área bruta, según la Ecuación D2-1 de la AISC Specification, es:

$$\Phi \cdot P_n = 0.9 \cdot F_y \cdot A_g$$

$$\Phi \cdot P_n = 0.9 \cdot 345 \text{ MPa} \cdot 12800 \text{ mm}^2$$

$$\Phi \cdot P_n = 3974.4 \text{ kN} > 2740 \text{ kN OK}$$

La resistencia por rotura en el área efectiva, según la Ecuación D2-2 de la AISC Specification, es:

$$\Phi \cdot P_n = 0.75 \cdot F_u \cdot A_e$$

$$\Phi \cdot P_n = 0.75 \cdot 448 \text{ MPa} \cdot 9449.6 \text{ mm}^2$$

$$\Phi \cdot P_n = 3175.1 \text{ kN} > 2740 \text{ kN OK}$$

Dimensiones del bloque de corte de la placa conectora:

$$A_{gv} = 2 \cdot (45 \text{ mm} + 4 \cdot 100 \text{ mm}) \cdot t$$

$$A_{gv} = 2 \cdot (45 \text{ mm} + 4 \cdot 100 \text{ mm}) \cdot 32 \text{ mm} = 28480 \text{ mm}^2$$

$$A_{gt} = 2 \cdot 100 \text{ mm} \cdot t$$

$$A_{gt} = 2 \cdot 100 \text{ mm} \cdot 32 \text{ mm} = 6400 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = A_{gv} - \Sigma A_h$$

$$A_{nv} = A_{gv} - 2 \cdot 4.5 \cdot D_h \cdot t$$

$$A_{nv} = 28480 \text{ mm}^2 - 2 \cdot 4.5 \cdot 34.9 \text{ mm} \cdot 32 \text{ mm} = 18428.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = A_{gt} - \Sigma A_h$$

$$A_{nt} = A_{gt} - 2 \cdot D_h \cdot t$$

$$A_{nt} = 6400 \text{ mm}^2 - 2 \cdot 34.9 \text{ mm} \cdot 32 \text{ mm} = 4166.4 \text{ mm}^2$$

$$U_{bs} = 1$$

De la Ecuación J4 - 5 de la AISC Specification, la resistencia por bloque de corte es:

$$R_n = 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \leq 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}$$

$$R_n = 0.6 \cdot 448 \text{ MPa} \cdot 18428.8 \text{ mm}^2 + 1 \cdot 448 \text{ MPa} \cdot 4166.4 \text{ mm}^2 \leq 0.6 \cdot 345 \text{ MPa} \cdot 28480 \text{ mm}^2 + 1 \cdot 448 \text{ MPa} \cdot 4166.4 \text{ mm}^2$$

$$R_n = 6820.2 \text{ kN} \leq 7761.9 \text{ kN}$$

$$R_n = 6820.2 \text{ kN}$$

$$\Phi \cdot R_n = 0.75 \cdot R_n$$

$$\Phi \cdot R_n = 5115.2 \text{ kN} > 2740 \text{ kN OK}$$

La resistencia al aplastamiento del orificio del perno en la placa conectora, donde la deformación es una consideración de diseño, según el capítulo J3.10 de la AISC Specification, es:

$$R_n = 1.2 \cdot l_c \cdot t \cdot F_u \leq 2.4 \cdot d_b \cdot t \cdot F_u$$

Para pernos de borde

Considerando que l_c es:

$$l_c = 45 \text{ mm} - 0.5 \cdot d_h$$

$$l_c = 45 \text{ mm} - 0.5 \cdot 33.34 \text{ mm} = 28.33 \text{ mm}$$

Entonces:

$$R_n = 1.2 \cdot 28.33 \text{ mm} \cdot 32 \text{ mm} \cdot 448 \text{ MPa} \leq 2.4 \cdot 31.75 \text{ mm} \cdot 32 \text{ mm} \cdot 448 \text{ MPa}$$

$$R_n = 487.4 \text{ kN} \leq 1092.4 \text{ kN}$$

$$R_{nb} = 487.4 \text{ kN}$$

$$\Phi \cdot R_{nb} = 0.75 \cdot 487.4 \text{ kN}$$

$$\Phi \cdot R_{nb} = 365.6 \text{ kN}$$

Para pernos interiores

Considerando que l_c es:

$$l_c = 100\text{mm} - d_h$$

$$l_c = 100\text{mm} - 33.34\text{mm} = 66.66\text{mm}$$

Entonces:

$$R_n = 1.2 \cdot 66.66\text{mm} \cdot 32\text{mm} \cdot 448\text{MPa} \leq 2.4 \cdot 31.75\text{mm} \cdot 32\text{mm} \cdot 448\text{MPa}$$

$$R_n = 1146.8\text{kN} \leq 1092.4\text{kN}$$

$$R_{ni} = 1092.4\text{kN}$$

$$\Phi \cdot R_{ni} = 0.75 \cdot 1092.4\text{kN}$$

$$\Phi \cdot R_{ni} = 819.3\text{kN}$$

Resistencia total de pernos en aplastamiento

$$\Phi \cdot R_n = 3 \cdot \Phi \cdot R_{nb} + 12 \cdot \Phi \cdot R_{ni}$$

$$\Phi \cdot R_n = 3 \cdot 365.6\text{kN} + 12 \cdot 819.3\text{kN}$$

$$\Phi \cdot R_n = 10928.4\text{kN} > 2740\text{kN OK}$$

18.2.5.- Verificación de resistencia placa Gusset

Teniendo en cuenta el espesor del gusset superior de 32mm (e_g), se tiene un ancho efectivo de

Whitmore de:

$$L_W = 2 \cdot 100\text{mm} + 2 \cdot 4 \cdot 100\text{mm} \cdot \tan(30) = 661.8802\text{mm}$$

Resistencia por fluencia en el área efectiva de Whitmore:

$$\Phi \cdot R_n = 0.9 \cdot F_{y_guss} \cdot L_W \cdot e_g$$

$$\Phi \cdot R_n = 0.9 \cdot 344.7\text{MPa} \cdot 661.88\text{mm} \cdot 32\text{mm}$$

$$\Phi \cdot R_n = 6570.7\text{kN} > 2740\text{kN OK}$$

Resistencia por rotura en el área efectiva de Whitmore:

$$A_W = L_W \cdot e_g$$

$$A_W = 661.88\text{mm} \cdot 32\text{mm} = 21180.16\text{mm}^2$$

$$A_{Wn} = (L_W - 3 \cdot D_h) \cdot e_g$$

$$A_{Wn} = (661.88\text{mm} - 3 \cdot 34.9\text{mm}) \cdot 32\text{mm} = 17829.76\text{mm}^2$$

$$A_e = \min(A_w; A_{wn}) = \min(21180.16 \text{ mm}^2; 17829.76 \text{ mm}^2) = 17829.76 \text{ mm}^2$$

$$\Phi \cdot R_n = 0.75 \cdot F_{u_guss} \cdot A_e$$

$$\Phi \cdot R_n = 0.75 \cdot 448.16 \text{ MPa} \cdot 17829.8 \text{ mm}^2$$

$$\Phi \cdot R_n = 5993 \text{ kN} > 2740 \text{ kN OK}$$

Dimensiones del bloque de corte de la placa gusset:

$$A_{gv} = 2 \cdot (45 \text{ mm} + 4 \cdot 100 \text{ mm}) \cdot e_g$$

$$A_{gv} = 2 \cdot (45 \text{ mm} + 4 \cdot 100 \text{ mm}) \cdot 32 \text{ mm} = 28480 \text{ mm}^2$$

$$A_{gt} = 2 \cdot 100 \text{ mm} \cdot e_g$$

$$A_{gt} = 2 \cdot 100 \text{ mm} \cdot 32 \text{ mm} = 6400 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = A_{gv} - \Sigma A_h$$

$$A_{nv} = 28480 \text{ mm}^2 - 2 \cdot 4.5 \cdot 34.9 \text{ mm} \cdot 32 \text{ mm} = 18428.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = A_{gt} - \Sigma A_h$$

$$A_{nt} = 6400 \text{ mm}^2 - 2 \cdot 34.9 \text{ mm} \cdot 32 \text{ mm} = 4166.4 \text{ mm}^2$$

$$U_{bs} = 1$$

De la Ecuación J4 - 5 de la AISC Specification, la resistencia por bloque de corte es:

$$R_n = 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \leq 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}$$

$$R_n = 0.6 \cdot 448 \text{ MPa} \cdot 18428.8 \text{ mm}^2 + 1 \cdot 448 \text{ MPa} \cdot 4166.4 \text{ mm}^2 \leq 0.6 \cdot 345 \text{ MPa} \cdot 28480 \text{ mm}^2 + 1 \cdot 448 \text{ MPa} \cdot 4166.4 \text{ mm}^2$$

$$R_n = 6820.2 \text{ kN} \leq 7761.9 \text{ kN}$$

$$R_n = 6820.2 \text{ kN}$$

$$\Phi \cdot R_n = 0.75 \cdot R_n$$

$$\Phi \cdot R_n = 5115.2 \text{ kN} > 2740 \text{ kN OK}$$

La resistencia por aplastamiento de los orificios en la placa gusset se verifica automáticamente ya que el espesor de la placa gusset es igual al espesor de la placa conectora (32mm), considerando el mismo espaciamiento de pernos.

La resistencia a la compresión de la placa gusset se determina a partir de la Sección J4.4 de la AISC Specification de la siguiente manera:

$$L_c = 0.6 \cdot 50 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

$$r = \frac{e_g}{\sqrt{12}} = \frac{3.2 \text{ cm}}{\sqrt{12}} = 0.92376 \text{ cm}$$

$$\frac{L_c}{r} = \frac{30 \text{ cm}}{0.92376 \text{ cm}} = 32.476$$

Como L_c/r es mayor a 25, se aplican las disposiciones del Capítulo E de la AISC Specification. Utilizando la Tabla 4-14 del AISC Manual para determinar la tracción crítica, la resistencia a la compresión disponible del gusset es:

$$\Phi \cdot F_{cr} = 287.5 \text{ MPa} \text{ (41.7 ksi)}$$

$$\Phi \cdot P_n = \Phi \cdot F_{cr} \cdot A_w$$

$$\Phi \cdot P_n = 287.5 \text{ MPa} \cdot 17829.8 \text{ mm}^2$$

$$\Phi \cdot P_n = 5126.1 \text{ kN} > 1997.3 \text{ kN OK}$$

18.2.6.- Verifique el área neta efectiva del soporte

Según la Sección F2.5b(c) de las Disposiciones Sísmicas del AISC, el área neta efectiva del soporte, A_e , no debe ser menor que su área bruta, A_g .

El área neta es:

$$A_n = A_g - 2 \cdot (e_g + 2 \cdot \text{gap}) \cdot t_{des}$$

Usando un espacio de 1.5875 mm (1/16 in) en cada lado de la ranura de la abrazadera para dejar espacio para el montaje:

$$A_n = 6645.15 \text{ mm}^2 - 2 \cdot (32 \text{ mm} + 2 \cdot 1.5875 \text{ mm}) \cdot 11.811 \text{ mm}$$

$$A_n = 5814.3 \text{ mm}^2$$

De la Tabla de especificaciones D3.1 de AISC, Caso 5, dado que $l > 1.3 \cdot D$, $U = 1$ y el área neta efectiva es:

$$A_e = U \cdot A_n = 1 \cdot 5814.3 \text{ mm}^2 = 5814.3 \text{ mm}^2$$

Dado que $A_e < A_g$, se requiere refuerzo. El área aproximada de refuerzo requerida, A_{rn} , es el área eliminada, pero la posición del refuerzo reducirá U a menos de 1.0. El área de refuerzo requerida se

puede obtener de:

$$(A_n + A_{rn}) \cdot U = A_g$$

$$A_{rn} = \frac{A_g}{U} - A_n$$

Probando con $U = 0.8$, entonces:

$$A_{rn} = \frac{A_g}{0.8} - A_n$$

$$A_{rn} = \frac{6645.15 \text{ mm}^2}{0.8} - 5814.3 \text{ mm}^2$$

$$A_{rn} = 2492.1 \text{ mm}^2$$

Probando dos barras planas de acero ASTM A572 Grado 50 de $40 \text{ mm} \times 40 \text{ mm}$, con un área total de $A_{rn} = 3200 \text{ mm}^2$ con $F_y = 344.7 \text{ MPa}$ (50ksi), el material ASTM A572 Grado 50 cumple con el requisito de la Sección F2.5b(c)(1) de las Disposiciones Sísmicas del AISC, de que el límite elástico del refuerzo sea al menos el límite elástico mínimo especificado del elemento.

La disposición se muestra en la Figura 16.

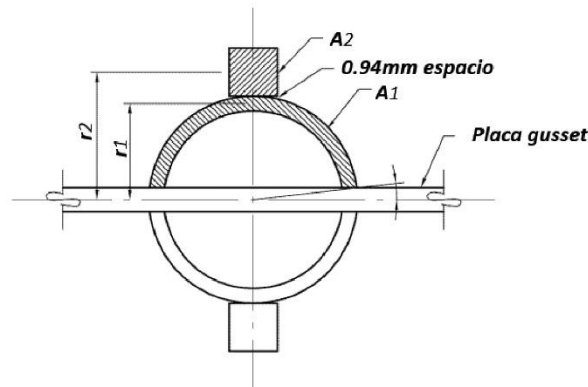


Fig 16. Sección transversal de la diagonal bajo la viga en la sección neta.

De la Figura 16:

$$r_1 = \frac{D - t_{des}}{2}$$

$$r_1 = \frac{190.5 \text{ mm} - 11.811 \text{ mm}}{2}$$

$$r_1 = 89.35 \text{ mm}$$

$$r_2 = \frac{D + t_{pr}}{2}$$

$$r_2 = \frac{190.5 \text{ mm} + 40 \text{ mm}}{2}$$

$$r_2 = 115.25 \text{ mm}$$

La distancia al centroide de un círculo parcial viene dada por:

$$x = \frac{r_1 \cdot \sin(\theta)}{\theta}$$

Donde el arco total del círculo parcial es 2θ , y θ se mide en radianes. Aunque el soporte es ligeramente menor que un semicírculo completo debido a la ranura, como se muestra en la figura 8, utilice un ángulo, θ , de $\frac{\pi}{2}$ para simplificar.

$$x_{\text{brace}} = 89.35 \text{ mm} \cdot \left[\frac{\sin\left(\frac{\pi}{2}\right)}{\frac{\pi}{2}} \right]$$

$$x_{\text{brace}} = 56.88 \text{ mm}$$

$$x_{\text{re}} = r_2$$

$$x_{\text{re}} = 115.25 \text{ mm}$$

Determinar x para la sección transversal compuesta.

Parte	x	A	xA
Mitad de la diagonal	56.88 mm	2960 mm ²	168365 mm ³
Una placa plana	115.25 mm	1600 mm ²	184400 mm ³
Sumatoria	-	4560 mm ²	352765 mm ³

$$x = \frac{\sum xA}{\sum A}$$

$$x = \frac{352765 \text{ mm}^3}{4560 \text{ mm}^2}$$

$$x = 77.36 \text{ mm}$$

De la Tabla de especificaciones D3.1 de AISC, caso 2, que se aplica a HSS con refuerzo agregado:

$$U = 1 - \frac{x}{l}$$

$$U = 1 - \frac{77.36 \text{ mm}}{450 \text{ mm}}$$

$$U = 0.828$$

$$A_n = A_{n_{\text{brace}}} + A_{rn}$$

$$A_n = 5814.3 \text{ mm}^2 + 3200 \text{ mm}^2$$

$$A_n = 9014.3 \text{ mm}^2$$

$$A_e = U \cdot A_n$$

$$A_e = 0.828 \cdot 9014.3 \text{ mm}^2$$

$$A_e = 7463.8 \text{ mm}^2 > 6645.15 \text{ mm}^2 \text{ O.K.}$$

18.2.7.- Diseño de soldaduras que conectan barras planas al soporte

Según la Sección F2.5b(c)(2) de las Disposiciones Sísmicas del AISC, la barra plana se conecta al refuerzo de acero de alta resistencia (HSS) para desarrollar la resistencia esperada de la barra plana a cada lado de la sección reducida (se utiliza aquí el límite elástico esperado, $R_y \cdot F_y$).

La sección reducida es la longitud del HSS desde la extensión de la ranura hasta el inicio de la soldadura de HSS a la cartela. La resistencia requerida de la soldadura se basa en el límite elástico esperado de la barra plana utilizando R_y , de la Tabla A3.1 de las Disposiciones Sísmicas del AISC para barras ASTM A572 Grado 50.

La resistencia esperada del refuerzo de la barra plana es:

$$\frac{R_y \cdot F_y \cdot A_{fb}}{\alpha_s} = \frac{1.1 \cdot 344.7 \text{ MPa} \cdot 1600 \text{ mm}^2}{1}$$

$$\frac{R_y \cdot F_y \cdot A_{fb}}{\alpha_s} = 606.67 \text{ kN}$$

Utilizando dos soldaduras de filete de una sola pasada de 10 mm, la longitud de soldadura requerida es:

$$l_w = \frac{P_u}{2 \cdot 0.75 \cdot 0.6 \cdot 482 \text{ MPa} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot 10 \text{ mm}}$$

$$l_w = \frac{606.67 \text{ kN}}{2 \cdot 0.75 \cdot 0.6 \cdot 482 \text{ MPa} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot 10 \text{ mm}}$$

$$l_w = 197.78 \text{ mm}$$

Utilice dos soldaduras de filete de ancho 10 mm y 250 mm de largo a cada lado de la sección.

18.3.- Interfaces de fuerzas (Método UFM)

Gusset superior (Caso diseño I)

A partir de la geometría mostrada en la figura 1 y las variables del Método de Fuerza Uniforme en el Manual AISC, Parte 13:

$$\alpha_1 = \frac{1010\text{mm} - 10\text{mm}}{2} + 10\text{mm}$$

$$\alpha_1 = 510\text{mm}$$

$$\beta_1 = \frac{859\text{mm} - 10\text{mm}}{2} + 10\text{mm}$$

$$\beta_1 = 434.5\text{mm}$$

Utilizando la ecuación 13-1 del manual AISC y usando $\beta_1 = \beta$

$$\alpha = \beta \cdot \tan(\theta) + e_b \cdot \tan(\theta) - e_c$$

$$\alpha = 434.5\text{mm} \cdot \tan(45^\circ) + 314.96\text{mm} \cdot \tan(45^\circ) - 163.83\text{mm}$$

$$\alpha = 585.63\text{mm}$$

Como $\alpha \geq \alpha_1$, tomamos $\alpha = \alpha_1 = 510\text{mm}$

$$\alpha - \beta \cdot \tan(\theta) = e_b \cdot \tan(\theta) - e_c$$

$$\beta = \frac{\alpha - e_b \cdot \tan(\theta) + e_c}{\tan(\theta)}$$

$$\beta = \frac{510\text{mm} - 314.96\text{mm} \cdot \tan(45^\circ) + 163.83\text{mm}}{\tan(45^\circ)}$$

$$\beta = 358.9\text{mm} < \beta_1 = 434.5\text{mm}$$

El corte de la columna no aumentará por el momento, $M_c = H_c \cdot (\beta_1 - \beta)$, porque $\beta \leq \beta_1$.

Por lo tanto, utilice $\alpha = 510\text{mm}$ y $\beta = 358.9\text{mm}$. Entonces:

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2}$$

$$r = \sqrt{(510\text{mm} + 163.83\text{mm})^2 + (358.9\text{mm} + 314.96\text{mm})^2}$$

$$r = 953\text{mm}$$

Las fuerzas del arriostramiento de control para las fuerzas de la interfaz del gusset superior son:

De la ecuación 13-3 del Manual AISC:

$$H_{uc} = \frac{e_c \cdot P_u}{r}$$

$$H_{uc} = \frac{163.83\text{mm} \cdot 2491\text{kN}}{953\text{mm}}$$

$$H_{uc} = 428.2 \text{ kN}$$

De la ecuación 13-5 del Manual AISC:

$$H_{ub} = \frac{\alpha \cdot P_u}{r}$$

$$H_{ub} = \frac{510 \text{ mm} \cdot 2491 \text{ kN}}{953 \text{ mm}}$$

$$H_{ub} = 1333.1 \text{ kN}$$

De la ecuación 13-2 del Manual AISC:

$$V_{uc} = \frac{\beta \cdot P_u}{r}$$

$$V_{uc} = \frac{358.9 \text{ mm} \cdot 2491 \text{ kN}}{953 \text{ mm}}$$

$$V_{uc} = 938.1 \text{ kN}$$

De la ecuación 13-4 del Manual AISC:

$$V_{ub} = \frac{e_b \cdot P_u}{r}$$

$$V_{ub} = \frac{314.96 \text{ mm} \cdot 2491 \text{ kN}}{953 \text{ mm}}$$

$$V_{ub} = 823.3 \text{ kN}$$

De la ecuación 13-19 del Manual AISC:

$$M_{uc} = H_{uc} \cdot (\beta_1 - \beta)$$

$$M_{uc} = 428.2 \text{ kN} \cdot (434.5 \text{ mm} - 358.9 \text{ mm})$$

$$M_{uc} = 32371.92 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

Gusset inferior (Caso diseño I)

Las fuerzas del arriostramiento de control para las fuerzas de la interfaz del gusset inferior, considerando misma geometría que el superior, son:

De la ecuación 13-3 del Manual AISC:

$$H_{uc} = \frac{e_c \cdot P_u}{r}$$

$$H_{uc} = \frac{163.83 \text{ mm} \cdot 2330.9 \text{ kN}}{953 \text{ mm}}$$

$$H_{uc} = 400.7 \text{ kN}$$

De la ecuación 13-5 del Manual AISC:

$$H_{ub} = \frac{\alpha \cdot P_u}{r}$$

$$H_{ub} = \frac{510\text{mm}}{953\text{mm}} \cdot 2330.9\text{kN}$$

$$H_{ub} = 1247.4\text{kN}$$

De la ecuación 13-2 del Manual AISC:

$$V_{uc} = \frac{\beta}{r} \cdot P_u$$

$$V_{uc} = \frac{358.9\text{mm}}{953\text{mm}} \cdot 2330.9\text{kN}$$

$$V_{uc} = 877.8\text{kN}$$

De la ecuación 13-4 del Manual AISC:

$$V_{ub} = \frac{e_b}{r} \cdot P_u$$

$$V_{ub} = \frac{314.96\text{mm}}{953\text{mm}} \cdot 2330.9\text{kN}$$

$$V_{ub} = 770.3\text{kN}$$

De la ecuación 13-19 del Manual AISC:

$$M_{uc} = H_{uc} \cdot (\beta_1 - \beta)$$

$$M_{uc} = 400.7\text{kN} \cdot (434.5\text{mm} - 358.9\text{mm})$$

$$M_{uc} = 30292.9\text{kN} \cdot \text{mm}$$

Gusset superior (Caso diseño II)

De la ecuación 13-3 del Manual AISC:

$$H_{uc} = \frac{e_c}{r} \cdot P_u$$

$$H_{uc} = \frac{163.83\text{mm}}{953\text{mm}} \cdot -1997.2\text{kN}$$

$$H_{uc} = -343.3\text{kN}$$

De la ecuación 13-5 del Manual AISC:

$$H_{ub} = \frac{\alpha}{r} \cdot P_u$$

$$H_{ub} = \frac{510\text{mm}}{953\text{mm}} \cdot -1997.2\text{kN}$$

$$H_{ub} = -1068.8\text{kN}$$

De la ecuación 13-2 del Manual AISC:

$$V_{uc} = \frac{\beta}{r} \cdot P_u$$

$$V_{uc} = \frac{358.9\text{mm}}{953\text{mm}} \cdot 1997.2\text{kN}$$

$$V_{uc} = -752.1\text{kN}$$

De la ecuación 13-4 del Manual AISC:

$$V_{ub} = \frac{e_b}{r} \cdot P_u$$

$$V_{ub} = \frac{314.96\text{mm}}{953\text{mm}} \cdot 1997.2\text{kN}$$

$$V_{ub} = -660.1\text{kN}$$

De la ecuación 13-19 del Manual AISC:

$$M_{uc} = H_{uc} \cdot (\beta_1 - \beta)$$

$$M_{uc} = -343.3\text{kN} \cdot (434.5\text{mm} - 358.9\text{mm})$$

$$M_{uc} = -25953.5\text{kN} \cdot \text{mm}$$

Gusset inferior (Caso diseño II)

De la ecuación 13-3 del Manual AISC:

$$H_{uc} = \frac{e_c}{r} \cdot P_u$$

$$H_{uc} = \frac{163.83\text{mm}}{953\text{mm}} \cdot 2740.1\text{kN}$$

$$H_{uc} = 471\text{kN}$$

De la ecuación 13-5 del Manual AISC:

$$H_{ub} = \frac{a}{r} \cdot P_u$$

$$H_{ub} = \frac{510\text{mm}}{953\text{mm}} \cdot 2740.1\text{kN}$$

$$H_{ub} = 1466.4\text{kN}$$

De la ecuación 13-2 del Manual AISC:

$$V_{uc} = \frac{\beta}{r} \cdot P_u$$

$$V_{uc} = \frac{358.9\text{mm}}{953\text{mm}} \cdot 2740.1\text{kN}$$

$$V_{uc} = 1031.9\text{kN}$$

De la ecuación 13-4 del Manual AISC:

$$V_{ub} = \frac{e_b}{r} \cdot P_u$$

$$V_{ub} = \frac{314.96 \text{ mm}}{953 \text{ mm}} \cdot 2740.1 \text{ kN}$$

$$V_{ub} = 905.6 \text{ kN}$$

De la ecuación 13-19 del Manual AISC:

$$M_{uc} = H_{uc} \cdot (\beta_1 - \beta)$$

$$M_{uc} = 471 \text{ kN} \cdot (434.5 \text{ mm} - 358.9 \text{ mm})$$

$$M_{uc} = 35607.6 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

18.4.-Diseño soldadura alma de viga a columna

Las fuerzas en la interfaz viga-columna, calculadas anteriormente, para el caso de diseño I:

$$N_u = |400.7 \text{ kN} - 206 \text{ kN} - 428.3 \text{ kN}|$$

$$N_u = 233.6 \text{ kN}$$

$$V_u = 823.3 \text{ kN} + 770.3 \text{ kN} - 88.5 \text{ kN}$$

$$V_u = 1505.1 \text{ kN}$$

Las fuerzas en la interfaz viga-columna, calculadas anteriormente, para el caso de diseño II:

$$N_u = |343.3 \text{ kN} - 471 \text{ kN} - 206 \text{ kN}|$$

$$N_u = 333.7 \text{ kN}$$

$$V_u = 660.1 \text{ kN} + 905.6 \text{ kN} + 88.5 \text{ kN}$$

$$V_u = 1654.2 \text{ kN}$$

Controla el caso II, La fuerza resultante que debe resistir la soldadura es:

$$R_u = \sqrt{V_u^2 + N_u^2}$$

$$R_u = \sqrt{(1654.2 \text{ kN})^2 + (333.7 \text{ kN})^2}$$

$$R_u = 1687.5 \text{ kN}$$

El tamaño de la soldadura entre el alma y la columna del extremo de la viga se determina a partir de las ecuaciones 8-2a y 8-2b del Manual AISC, incluido el aumento de la resistencia direccional de la ecuación J2-5 de la especificación AISC, de la siguiente manera:

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{N_u}{V_u}\right)$$

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{333.7\text{kN}}{1654.2\text{kN}}\right)$$

$$\theta = 11.4^\circ$$

Aumento de la fuerza direccional:

$$\mu = 1 + 0.5 \cdot \sin(11.4^\circ)^{1.5}$$

$$\mu = 1.04$$

El tamaño de soldadura requerido es:

$$w_f = \frac{T_{\text{dis}}}{2 \cdot 0.75 \cdot 0.6 \cdot F_{E70} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot 508\text{mm} \cdot 1.04}$$

$$w_f = \frac{1687.5\text{kN}}{2 \cdot 0.75 \cdot 0.6 \cdot 482\text{MPa} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot 508\text{mm} \cdot 1.04}$$

$$w_f = 10.4\text{mm}$$

Por lo tanto, se utilizará soldaduras de filete de 12mm en ambos lados del alma.

18.5.-Diseño soldadura gussets a columna y viga

La soldadura de la placa gusset superior a la brida de la viga se determina de la siguiente manera utilizando tanto la disposición como la excepción indicadas en la Sección F2.6c.4 de Disposiciones Sísmicas del AISC.

La Sección F2.6c.4 de las Disposiciones Sísmicas del AISC establece que estas soldaduras deben tener una resistencia al corte disponible de $\frac{0.6 \cdot R_y \cdot F_y \cdot t_p}{\alpha_s}$ multiplicada por la longitud de la junta. Se utiliza $t_p = 25\text{mm}$, que es el menor espesor entre gussets y alas de los perfiles.

Para una soldadura de filete de dos lados:

$$2 \cdot 0.75 \cdot 0.6 \cdot F_{E70} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot w_f \geq \frac{0.6 \cdot R_y \cdot F_y \cdot t_p}{\alpha_s}$$

$$w_f \geq \frac{0.6 \cdot R_y \cdot F_y \cdot t_p}{\alpha_s \cdot 2 \cdot 0.75 \cdot 0.6 \cdot F_{E70} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2}}$$

$$w_f \geq \frac{0.6 \cdot 1.1 \cdot 344.7\text{MPa} \cdot 25\text{mm}}{1 \cdot 2 \cdot 0.75 \cdot 0.6 \cdot 482\text{MPa} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2}}$$

$$w_f \geq 18.5\text{mm}$$

Por lo tanto, se utilizará soldaduras de 20mm en ambos lados de cada gusset a columna y viga.

ANEXO 4.1 INFORME DE SOLDADURAS PARA CONEXIÓN SOLDADA ENTREGADO POR IDEA STATICA

Soldaduras

Ítem	Borde	Xu	t _w [mm]	w [mm]	L [mm]	L _c [mm]	Cargas	F _n [kN]	φR _n [kN]	U _t [%]	U _{t_c} [%]	Detallado	Estado
Columna-bfl 1	Viga-w 1	E70xx	▲ 14,3 ▲	▲ 20,2 ▲	599	27	C2(A)	78,9	105,1	75,1	52,0	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 14,3 ▲	▲ 20,2 ▲	599	27	C2(A)	78,9	105,1	75,1	52,0	Aceptar	OK
Columna-bfl 1	Gusset sup	E70xx	▲ 11,1 ▲	▲ 15,7 ▲	463	27	C1(B)	36,9	69,2	53,4	35,4	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 11,1 ▲	▲ 15,7 ▲	463	27	C1(B)	36,9	69,2	53,3	35,4	Aceptar	OK
Viga-tfl 1	Gusset sup	E70xx	▲ 11,1 ▲	▲ 15,7 ▲	686	49	C1(B)	58,6	119,1	49,2	33,2	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 11,1 ▲	▲ 15,7 ▲	686	49	C1(B)	58,6	119,1	49,2	33,2	Aceptar	OK
Columna-bfl 1	Gusset inf	E70xx	▲ 11,1 ▲	▲ 15,7 ▲	501	28	C2(A)	54,1	73,0	74,1	50,5	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 11,1 ▲	▲ 15,7 ▲	501	28	C2(A)	54,1	73,0	74,1	50,4	Aceptar	OK
Viga-bfl 1	Gusset inf	E70xx	▲ 11,1 ▲	▲ 15,7 ▲	724	52	C2(A)	140,5	187,1	75,1	51,1	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 11,1 ▲	▲ 15,7 ▲	724	52	C2(A)	140,5	187,1	75,1	51,1	Aceptar	OK
Columna-tfl 1	Viga 2-w 1	E70xx	▲ 11,1 ▲	▲ 15,7 ▲	599	27	C1(A)	34,8	68,9	50,5	30,0	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 11,1 ▲	▲ 15,7 ▲	599	27	C1(A)	34,8	68,9	50,5	30,0	Aceptar	OK

Figura A.4.1.1 Informe de soldaduras de conexión soldada (parte 1)

Diag. Sup-arc 36	Barra plana Sp.1	E70xx	▲ 6,4	▲ 9,0	669	8	C1(B)	10,0	12,3	81,3	70,0	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 6,4	▲ 9,0	669	8	C1(B)	10,0	12,3	81,3	69,9	Aceptar	OK
Diag. Sup-arc 1	Barra plana Sp.2	E70xx	▲ 6,4	▲ 9,0	669	8	C1(B)	10,0	12,3	81,3	69,9	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 6,4	▲ 9,0	669	8	C1(B)	10,0	12,3	81,3	69,9	Aceptar	OK
Diag. Inf-arc 40	Barra plana Inf.1	E70xx	▲ 6,4	▲ 9,0	669	8	C2(B)	10,4	12,5	83,8	76,0	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 6,4	▲ 9,0	669	8	C2(B)	10,4	12,4	83,7	75,9	Aceptar	OK
Diag. Inf-arc 1	Barra plana Inf.2	E70xx	▲ 6,4	▲ 9,0	669	8	C2(B)	10,4	12,4	83,7	75,9	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 6,4	▲ 9,0	669	8	C2(B)	10,4	12,5	83,8	76,0	Aceptar	OK
Gusset sup	Diag. Sup-arc 17	E70xx	▲ 6,4	▲ 9,0	682	8	C1(B)	10,9	11,8	92,2	92,2	Aceptar	OK
Gusset sup	Diag. Sup-arc 20	E70xx	▲ 6,4	▲ 9,0	682	8	C1(B)	10,9	11,8	92,2	90,2	Aceptar	OK
Gusset sup	Diag. Sup-arc 53	E70xx	▲ 6,4	▲ 9,0	682	8	C1(B)	10,8	11,6	93,1	93,1	Aceptar	OK
Gusset sup	Diag. Sup-arc 56	E70xx	▲ 6,4	▲ 9,0	682	8	C1(B)	10,8	11,6	93,1	90,9	Aceptar	OK
Gusset inf	Diag. Inf-arc 19	E70xx	▲ 6,4	▲ 9,0	682	8	C2(B)	11,4	12,1	93,8	93,8	Aceptar	OK
Gusset inf	Diag. Inf-arc 22	E70xx	▲ 6,4	▲ 9,0	682	8	C2(B)	11,4	12,1	93,8	91,6	Aceptar	OK
Gusset inf	Diag. Inf-arc 59	E70xx	▲ 6,4	▲ 9,0	682	8	C2(B)	11,4	12,0	94,7	94,7	Aceptar	OK
Gusset inf	Diag. Inf-arc 62	E70xx	▲ 6,4	▲ 9,0	682	8	C2(B)	11,4	12,0	94,7	92,3	Aceptar	OK

Figura A.4.1.2 Informe de soldaduras de conexión soldada (parte 2)

ANEXO 4.2 INFORME DE SOLDADURAS PARA CONEXIÓN EMPERNADA ENTREGADO POR IDEA STATICA

Soldaduras

Ítem	Borde	Xu	t _w [mm]	w [mm]	L [mm]	L _c [mm]	Cargas	F _n [kN]	φR _n [kN]	Ut [%]	Ut _c [%]	Detallado	Estado
Columna-bfl 1	Viga-w 1	E70xx	12,0	17,0	599	27	C1(b)	62,7	104,5	60,1	38,1	Aceptar	OK
		E70xx	12,0	17,0	599	27	C2(a)	70,9	94,1	75,3	54,0	Aceptar	OK
Columna-bfl 1	Gusset sup	E70xx	20,0	28,3	858	28	C1(a)	93,9	128,7	73,0	49,8	Aceptar	OK
		E70xx	20,0	28,3	858	28	C1(b)	86,4	170,1	50,8	28,1	Aceptar	OK
Viga-tfl 1	Gusset sup	E70xx	20,0	28,3	1008	50	C1(a)	168,4	224,0	75,2	50,3	Aceptar	OK
		E70xx	20,0	28,3	1008	50	C1(a)	119,8	219,8	54,5	33,5	Aceptar	OK
Columna-bfl 1	Gusset inf	E70xx	20,0	28,3	856	28	C2(a)	80,6	123,8	65,1	44,2	Aceptar	OK
		E70xx	20,0	28,3	858	28	C2(b)	117,1	156,0	75,1	50,3	Aceptar	OK
Viga-bfl 1	Gusset inf	E70xx	20,0	28,3	1008	50	C2(a)	167,3	222,2	75,3	52,6	Aceptar	OK
		E70xx	20,0	28,3	1008	50	C2(a)	126,3	219,2	57,6	35,7	Aceptar	OK
Columna-tfl 1	Viga 2-w 1	E70xx	12,0	17,0	599	27	C1(a)	32,7	77,3	42,4	23,5	Aceptar	OK
		E70xx	12,0	17,0	599	27	C1(a)	32,2	75,8	42,5	23,7	Aceptar	OK

Figura A.4.2.1 Informe de soldaduras de conexión emperrada (parte 1)

CPL1	Diag. Sup-arc 20	E70xx	▲ 10,0	▲ 14,1	407	8	C1(a)	16,3	18,0	90,3	90,3	Aceptar	OK
CPL1	Diag. Sup-arc 25	E70xx	▲ 10,0	▲ 14,1	407	8	C1(b)	16,1	17,9	89,9	87,8	Aceptar	OK
CPL1	Diag. Sup-arc 64	E70xx	▲ 10,0	▲ 14,1	407	8	C1(b)	16,1	17,9	90,0	90,0	Aceptar	OK
CPL1	Diag. Sup-arc 69	E70xx	▲ 10,0	▲ 14,1	407	8	C1(a)	16,3	18,0	90,4	86,8	Aceptar	OK
Diag. Sup-arc 44	SP 3	E70xx	▲ 10,0	▲ 14,1	248	8	C1(a)	10,5	18,2	57,7	31,8	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 10,0	▲ 14,1	248	8	C1(a)	10,6	18,1	58,5	32,4	Aceptar	OK
Diag. Sup-arc 1	SP 4	E70xx	▲ 10,0	▲ 14,1	248	8	C1(b)	10,2	18,1	56,3	30,9	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 10,0	▲ 14,1	248	8	C1(b)	10,1	18,2	55,6	30,3	Aceptar	OK
Diag. Inf-arc 50	SP 5	E70xx	▲ 10,0	▲ 14,1	248	8	C2(b)	9,6	18,3	52,2	26,1	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 10,0	▲ 14,1	248	8	C2(b)	9,7	18,2	53,0	26,7	Aceptar	OK
Diag. Inf-arc 1	SP 6	E70xx	▲ 10,0	▲ 14,1	248	8	C2(b)	9,5	18,3	51,8	25,8	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 10,0	▲ 14,1	248	8	C2(b)	9,4	18,3	51,3	25,4	Aceptar	OK
CPL2	Diag. Inf	E70xx	▲ 10,0	▲ 14,1	1789	8	C2(a)	16,4	18,1	91,0	87,7	Aceptar	OK

Figura A.4.2.2 Informe de soldaduras de conexión empernada (parte 2)

UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN – FACULTAD DE INGENIERÍA

RESUMEN DE MEMORIA DE TÍTULO

Departamento : Departamento de Ingeniería Civil
Carrera : Ingeniería Civil
Nombre del memorista : Matías Fabián Matus Aguilera
Título de la memoria : Diseño sismorresistente y modelación numérica mediante análisis CBFEM de conexiones de esquina de marcas arriostrados diseñados según NCh2369:25 y AISC 341-16
Fecha de la presentación oral : 05 de septiembre de 2025
Profesor(es) Guía : Rodrigo Silva Muñoz
Profesor(es) Revisor(es) :
Concepto :
Calificación :

Resumen

En la práctica nacional, el diseño de conexiones en estructuras de acero se realiza mayoritariamente mediante planillas de cálculo basadas en métodos convencionales, los cuales, aunque aceptados, presentan limitaciones al abordar configuraciones complejas y altamente solicitadas. Frente a esta situación, surge la necesidad de explorar herramientas computacionales avanzadas, como IDEA StatiCa, que mediante el método de elementos finitos basados en componentes permiten una caracterización detallada de los esfuerzos, deformaciones y modos de pandeo, bajo criterios normativos internacionales.

El objetivo de este trabajo fue verificar la consistencia entre los resultados obtenidos a través del diseño normativo conforme a la AISC 360-16 y AISC 341-16, y aquellos derivados del modelado en IDEA StatiCa. Para ello, se diseñaron y analizaron dos configuraciones: una conexión soldada y otra empernada, ambas modeladas en el software y comparadas con sus equivalentes calculadas manualmente. Lo anterior específicamente para la conexión viga a columna con doble arriostramiento.

El estudio confirma que la normativa AISC constituye una base sólida para el diseño seguro de conexiones, pero que el uso complementario de IDEA StatiCa enriquece el análisis al entregar una visión más precisa del comportamiento estructural.