PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE HÁBITAT, INFRAESTRUCTURA Y CREATIVIDAD

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



Plan de Trabajo de Integración Curricular

Tema: Comparación entre el desempeño de conexiones empernadas y soldadas para evaluar el comportamiento estructural en IDEA Statica

TUTOR:

Bolívar Mauricio Cely Vélez

AUTOR:

Marcelo David Morales Chavez

QUITO DM, 29 de junio del 2026

Tabla de contenido

Capítulo 1 1
1 introducción 1
1.1 Justificación 1
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 2
1.3 Objetivos generales y específicos 2
1.3.1 Objetivo general: 2
1.3.2 Objetivos específicos: 2
1.4 Antecedentes 3
1.5 Alcance 4
Capítulo 2 4
2. Fundamentación teórica 4
2.1 El acero como material estructural 4
2.1.1 Tipos de acero 6
2.2 Estructuras metálicas 7
2.2.1 Normativa utilizada 7
2.3 Tipos de conexiones 9
2.3.1 Conexiones PR 10
2.3.2 Conexión FR 11
2.3.3 Conexión simple tipo PR 11
2.3.4 Conexión semirrígida PR 13
2.3.5 Conexión rígida FR 14
2.4 Tipos de pórticos 15
2.4.1 Pórticos Resistentes a Momentos (MF) 16
2.4.2 Pórticos Especiales a Momento (SMF - Special Moment Frames) 16
2.4.3 Pórticos Intermedios a Momento (IMF - Intermediate Moment Frames 16
2.4.4 Pórticos Ordinarios a Momento (OMF - Ordinary Moment Frames) 17
2. 4.5 Pórticos Arriostrados (Braced Frames - BF) 17
2.4.6 Pórticos Arriostrados Concéntricamente Especiales (SCBF - Special Concentrically Braced Frames) 17

2.4.7 Pórticos Arriostrados Concéntricamente Ordinarios (OCBF - Ordinary Concentrically Braced Frames) 18
2.5 Sistemas presentes en la NEC 18
2.6 Conexión viga columna 21
2.5.1 Zona Panel 22
2.6 Conexiones precalificadas 23
2.6.1 Características de las conexiones precalificadas 23
2.7 Conexiones empernadas: 23
2.7.1 Tipos de conectores 24
2.8 Conexiones soldadas: 24
2.8.1 Tipos de soldadura 25
2.9 Comparativas conexiones 26
2.10 conexión por analizar 26
2.10.1 Límites del diseño 27
2.10.2 Requisitos de la conexión 28
2.10.3 Procedimiento de diseño 31
2.11 Ideastica como software de modelado 35
Capítulo 3 Diseño y comparativas conexiones 38
3.1 Diseño conexión 38
Capítulo 4 Análisis de resultados 50
4.1 Presentación de resultados 50
Capítulo 5 conclusiones y recomendaciones 54
5.1 Conclusiones 54
5.2 Recomendaciones 56
Bibliografía 58
Anexos 60

Tabla de figuras

Ilustración 1Fases cristalinas del acero de RODRÍGUEZ, M. F. D. D. C., & SOLÍS, M. A. R. ACEROS, ESTRUCTURAS Y ACEROS, ESTRUCTURAS Y TRATAMIENTOS TÉRMICOS. 5
Ilustración 2 Curva de esfuerzo-deformación idealizada para materiales dúctiles Referencia: Research gate 6
Ilustración 3 Clasificación de conexiones según AISC 360. Fuente: ResearchGate 10
Ilustración 4 Curvas tipicas momento-rotacion para conexion Referencia: Diseño de Estructuras de Acerto McCormac y Csernak 11
Ilustración 5 Conexiones simples Referencia: Diseño de Estructuras de Acero McCormac y Csernak 12
Ilustración 6 Momentos máximos de distintos tipos de conexiones Referencia: Diseño de Estructuras de Acero McCormac y Csernak 13
Ilustración 7 Conexiones semirrígidas Referencia: Diseño de Estructuras de Acero McCormac y Csernak 14
Ilustración 8 Conexiones rígidas Referencia: Diseño de Estructuras de Acero McCormac y Csernak 15
Ilustración 9 Pórticos PEM Nec SE AC 19
Ilustración 10 Pórticos PEAC Nec SE AC 19
Ilustración 11 Pórticos PAE Nec SE AC 20
Ilustración 12 Conexión viga columna Crisafulli, F. J. (2012 21
Ilustración 13 Detalle agujero acceso soldadura FEMA (Como se cita en Crisafulli, F. J. (2012)) 22
Ilustración 14 Deformación del panel nodal por acción del sismo (Midorikawa et al., 2012) (Como se cita en Crisafulli, F. J. (2012)) 22
Ilustración 15 conexión RBS fuente: AISC 358 FIG 5.1 27
Ilustración 16 CBFEM fuente: www.ideastatica.com 36
Ilustración 17 Captura factores de cálculo de comprobaciones de IDEA STATICA 37
Ilustración 18 Captura factores de cálculo de reducción de resistencia de IDEA STATICA 37
Ilustración 19 W14X176 de Ideastatica elaboración propia 39
Ilustración 20 W 24x76 de Ideastatica elaboración propia 40
Ilustración 21 Figura 4-20 del manual AISC 42
Ilustración 22 Figura 4-21 del manual de la AISC 43
Ilustración 23Figura 4-23 del manual de la AISC 44
Ilustración 24 Conexión soldada propia 49
Ilustración 25 Conexión soldada propia 50
Ilustración 26 Conexión empernada propia 50
Ilustración 27 Conexión empernada propia 51
Ilustración 28 Resultados conexión soldada 51

Ilustración 29 Resultados conexión empernada 52
Ilustración 30 Capitulo 5.3.1 AISC Prequalified Connections 61
Ilustración 31 Initial RBS detail for Examples 4.3.3 and 4.3.6.(Como se cita en AISC-Manual Design) 61

Capítulo 1

1 introducción

El estudio de las conexiones metálicas en el contexto local se encuentra todavía en fases muy tempranas, muchas de las conexiones dentro del país se hacen mediante conocimiento autóctono y sin base teórica clara. Las conexiones metálicas no son algo nuevo en la ingeniería estructural, siendo que, con la revolución industrial y el auge del acero como material, se vienen estudiando desde el siglo anterior.

Según Eric Hines (2025) no hay nada que demuestre que un perno es intrínsicamente peor o mejor que una soldadura, sino que se utilizan en distintas circunstancias, por ello no se puede asegurar que una conexión es mejor que otra únicamente por su condición de unión, debido a esto el trabajo no busca dar respuesta a que conexión es mejor o peor, sino dar una idea clara sobre que conexiones son eficientes referente a otras en distintas situaciones, este análisis se realizara de manera teórica, con software de apoyo como ideastatica y cálculo de solicitaciones según normativa sismorresistente.

1.1 Justificación

La normativa tiene la necesidad de limitar la construcción con el fin ulterior de seguridad, pero eso no quiere decir que el diseñador está limitado únicamente a un único tipo de solución para un mismo problema que puede presentarse en la construcción.

La investigación busca generar un enfoque claro sobre el comportamiento una misma conexión soldada y empernada, frente a distintas cargas con el fin de comparar y encontrar diferencias en la conexión por su medio de acoplamiento.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El uso de conexiones empernadas o soldadas no dependerán de nada más que la decisión del calculista o diseñador, eso quiero decir que no podemos aseverar que una conexión es peor o mejor únicamente por esta razón, sin embargo, en el medio local el uso de conexiones empernadas sigue siendo limitado y por algunos ingenieros pueden ser vistos como inferiores frente a sus pares soldados. Por ello esta investigación no busca limitar o perpetrar esta idea de que una conexión es superior o inferior a otra, porque simplemente esto no tiene sentido, sino que en un diseño específico para un entorno delimitado se busca comparar el comportamiento de las distintas conexiones, esto no tiene el fin de cambiar o limitar al diseñador, sino facilitar la toma de decisiones y probar eficacia de distintas conexiones, evitando el sesgo que puede existir en el medio.

1.3 Objetivos generales y específicos

1.3.1 Objetivo general:

Comparar el comportamiento de conexiones empernadas y soldadas en función de la normativa AISC 358.

1.3.2 Objetivos específicos:

Entender parámetros de la AISC 358 aplicables a las conexiones y compararlos con materiales del medio local.

Desarrollar un medio de cálculo para comprobar comportamiento de las conexiones.

Validar de resultados obtenidos con Idea Statica, para observar el comportamiento de las conexiones.

1.4 Antecedentes

Cuando queremos elegir entre uniones soldadas y empernadas en pórticos resistentes a momentos, no podemos dejar de pensar en los eventos sísmicos de Northridge (1994) y Kobe (1995), que provocaron una evolución en cómo se diseñan y construyen las conexiones. Luego de los eventos sísmicos mencionados se hicieron diversas investigaciones (como las recopiladas por el comité SAC y normadas en AISC 358), las mismas demostraron que las conexiones soldadas en obra presentan una alta susceptibilidad a la fractura frágil si no se garantiza un estricto control de calidad en la Zona Afectada por el Calor (ZAC), esto propició el auge de las conexiones precalificadas empernadas, las cuales ofrecen una respuesta dúctil y predecible mediante la plastificación de componentes específicos, facilitando además la inspección post-sismo.

En el contexto local y practica constructiva en el Ecuador la tendencia ha estado siempre en las conexiones soldadas por su menor costo en mano de obra y sobre todo disponibilidad. Cabe destacar que una conexión soldada no es peor que una conexión empernada, sin embargo, exige controles mayores, de hecho, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-AC) no prohíbe el uso de conexiones soldadas, pero si requiere niveles de ductilidad y controles que en muchos casos sobrepasan las conexiones artesanales, estudios locales han mostrado que la falta de ensayos en las soldaduras incrementa vulnerabilidad. Por consiguiente, la necesidad de contrastar conocimientos, comparar técnicamente y evaluar impactos económicos en el uso de distintos tipos de estructuras más allá de las tradicionales.

1.5 Alcance

El presente trabajo se enfocará únicamente en la comparativa del comportamiento sismorresistente de la conexión limitada por AISC 358, no se pretende dar un veredicto final sobre cual conexión es mejor, al final dependerá del uso de la conexión así como del criterio del diseñador, además, no se puede aseverar que una conexión empernada o soldada es mejor solo por su condición de unión, dependerá de otros criterios no considerados en esta investigación (véase facilidad de construcción, calidad de soldadura, facilidad del medio, etc.…)

Capítulo 2

2. Fundamentación teórica

2.1 El acero como material estructural

El uso del acero dentro de la ingeniería civil no es nada nuevo, siendo que el uso de este de manera general puede remontarse a más de un siglo atrás, sin embargo, si podemos verlo como un material atípico dentro del mundo de la construcción, entendiéndose como material típico el hormigón, piedra, etc… El acero nace luego de la revolución industrial y ha sido ampliamente estudiado por más de un siglo, perfeccionándose y entendiéndose de mejor manera. Hoy en día podemos ver a lo largo del globo el uso del acero como material estructural de manera normal y en cierto modo ventajosa frente a sus homónimos típicos, esto se da por que el mismo es un material que tiene ventajas grandes frente a otros.

El acero, aunque pueda parecer raro está formado por una estructura cristalina (como se observa en la ilustración 1), es decir que sus átomos están unidos siguiendo el mismo patrón, por eso mismo este material tiene propiedades magnificas que pueden explicarse con esta idea de estructura cristalina. Cabe destacar que definir al acero como un cristal puede ser errado, ya que la misma es

una idealización y es posible que los átomos no se posicionen como uno esperaría en un cristal, sin embargo, nos permite explicar las propiedades y comportamientos del material por esta condición.

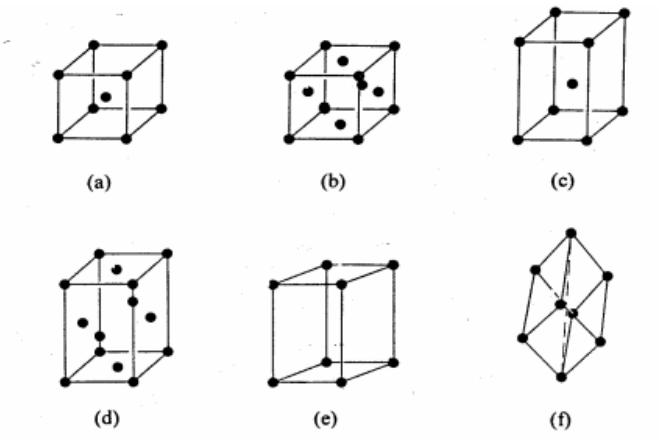


Ilustración 1Fases cristalinas del acero de RODRÍGUEZ, M. F. D. D. C., & SOLÍS, M. A. R. ACEROS, ESTRUCTURAS Y ACEROS, ESTRUCTURAS Y TRATAMIENTOS TÉRMICOS.

Entre las ventajas podemos ver que el acero “nos avisa”, como dice Borallo M. (1998), esto hace referencia que el acero es un material resiliente que es posible que se deforme sin llegar a romperse por tanto podemos ver fallas o deformaciones visibles antes de que se produzca un colapso, como se observa en la curva esfuerzo deformación en la ilustración 2.

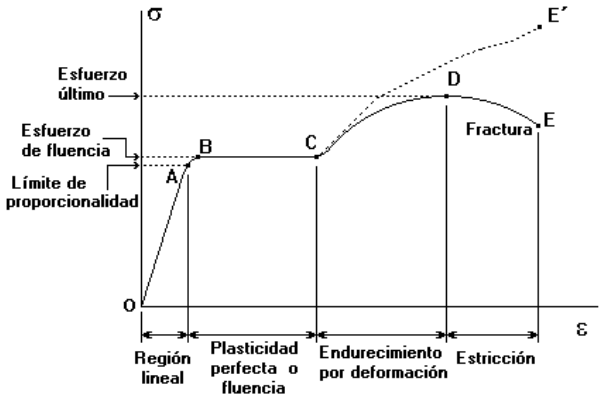


Ilustración 2 Curva de esfuerzo-deformación idealizada para materiales dúctiles Referencia: Research gate

Ahora si bien "el acero avisa" no hay que confundir y pensar que el acero solo tendrá fallas dúctiles, el mismo también puede tener fallas frágiles e inminentes, esto puede verse influenciado por bajas temperaturas menores a -10 grados Celsius, espesores variables en los cordones de soldaduras y deformaciones en frio por afectación de su estructura cristalina.

Además de esta previsibilidad en las fallas del acero, el mismo es uniforme es decir que sus propiedades no cambian abruptamente con el tiempo, es durable y es tenaz es decir que posee alta resistencia y ductilidad.

Como ultima ventaja podemos destacar condiciones a primera vista no muy presentes al momento de escoger el acero como material como la resistencia con secciones pequeñas, facilidad de ejecución, peso, reforzamiento fácil(es decir que si fuese necesario aumentar las propiedades del refuerzo se puede lograr mediante soldadura o atornillado de material extra) y sobre todo aprovechamiento en demolición, esta última no es muy considerada en un análisis, sin embargo la demolición del acero es rápida y el mismo acero demolido puede aprovecharse para chatarrería a diferencia del hormigón.

El acero no es un material perfecto, claramente tiene ventajas como desventajas, entre ellas vemos la susceptibilidad a la corrosión, susceptibilidad al pandeo, al ser incombustible en un incendio su resistencia se reduce, la fatiga es decir que su resistencia se reduce si se somete a varias inversiones de esfuerzos y la ya dicha falla frágil.

2.1.1 Tipos de acero

Hablamos del acero como material estructural, sin embargo, no ahondamos en exactamente que es el acero, según McCormac y Csernak (2012): "El acero se define como una combinación de hierro y pequeñas cantidades de carbono generalmente menos del 1%", por eso mismo no existe un solo tipo de acero, esto se da por: la normativa, disponibilidad de mercado o facilidad de producción.

Por ello, para el desarrollo de los modelos analíticos, se seleccionaron las calidades de acero de mayor disponibilidad en el mercado metalmecánico ecuatoriano según los lineamientos de la NEC-SE AC y las normas NTE INEN: acero ASTM A36 para planchas de conexión y elementos complementarios, y acero ASTM A572 Grado 50 para los perfiles laminados principales.

2.2 Estructuras metálicas

Según el ingeniero Hernán Rodas Andrade (2012): "Una estructura es un conjunto de elementos que se interconectan para cumplir funciones tales como: salvar vanos (puentes), contener sólidos o líquidos (silos, piscinas), soportar empuje de tierras (muros de contención)", si tomamos este concepto para explicar una estructura metálica, podemos aseverar que una estructura metálica es aquella estructura que valga la redundancia está formado en su mayoría por acero, que tiene como objetivo cumplir una función estructural y que está compuesto por elementos con el fin de dar estabilidad, resistencia y rigidez a un sistema estructural.

El acero tiene grandes ventajas frente a otros materiales estructurales, teniendo una resistencia elevada, comportamiento elástico, dúctil y tenaz. En el Ecuador el uso del acero como material

estructural es cada vez más común, siendo un material que nos da prestaciones similares y en algunos casos superiores frente al concreto.

2.2.1 Normativa utilizada

La normativa utilizada en la realización de este trabajo la podemos diferencia entre 2 grupos muy claros, la nacional y la internacional.

Entre la normativa nacional se destaca la norma ecuatoriana de estructuras de acero o la NEC SE-AC esta normativa nos exige un mínimo de requisitos para asegurar que las estructuras de acero sean consideradas seguras ente los que se destaca:

Soportar cargas de solicitación establecidas en el diseño

Aguantar derivas de piso y que estas últimas no sean mayores a las permitidas.

Absorber deformaciones, asegurando una edificación segura.

La normativa internacional no tiene una sola función, se tiene normativa específica para estructuras compactas/sísmicas, conexiones y manuales de diseño, por lo que podemos diferencias más normativas internacional en comparación a la nacional:

Norma AISC 360-22

Normativa general que explica el diseño de estructuras de acero.

Norma AISC 358-22

Normativa que explica de manera general los pasos a seguir para la conformación de una conexión precalificada, para que la misma sea sísmicamente compacta y resistente a momento, así como condiciones de conformación de conexión (empernada o soldada).

Norma AISC 341-22

Normativa usada para el diseño de estructuras de acero, pero que nos da provisión sísmica, es decir que nos da los limites obligatorias en fabricación, diseño y montaje de este tipo de estructuras, así como el uso de distintos sistemas de construcción.

Manual de diseño sísmico AISC

Guia técnica y normada de detalles de diseño de criterios como dimensionamiento, detallada de estructuras en lugares con alta actividad sísmica, así como casos prácticos, basándose en normativa analizada como la AISC 341-22, 360-22 y 358-22.

2.3 Tipos de conexiones

En las estructuras metálicas uno de los elementos más importantes a diseñar son las conexiones, cuando hablamos del tipo de conexiones podríamos diferenciarlas por su tipo de unión en conexiones empernadas y soldadas, si bien no podemos aseverar que una conexión es superior a otra únicamente por su condición de apoyo, se puede matizar que una conexión soldada aporta una rigidez cinemática plena instantánea y que bajo presencia de cargas cíclicas continuas puede sufrir una fractura frágil en la ZAC (Zona Afectada por el Calor), en su contraparte las conexiones empernada introduce una flexibilidad al permitir micro deslizamientos controlados por las placas de acero, actuando a modo de amortiguador, por tanto su resistencia dependerá directamente de cómo se deformen las placas o los ángulos de la conexión, por tanto generando un comportamiento más dúctil y predecible.

Cuando hablamos de flexibilidad, podemos decir que las conexiones se analizan más bien sobre la necesidad de la rigidez relativa del nudo, se define entonces en: tipo FR que se consideran totalmente restringido, PR o parcialmente restringido y simple o articulado, al analizar el nudo nos

deja importar la condición de unión, porque el análisis radica en la rigidez rotacional que quiero darle al nudo o capacidad para transmitir momentos de las vigas para las columnas, y la unión solo nos da el modo de cómo obtener esta rigidez. (véase ilustración 3).

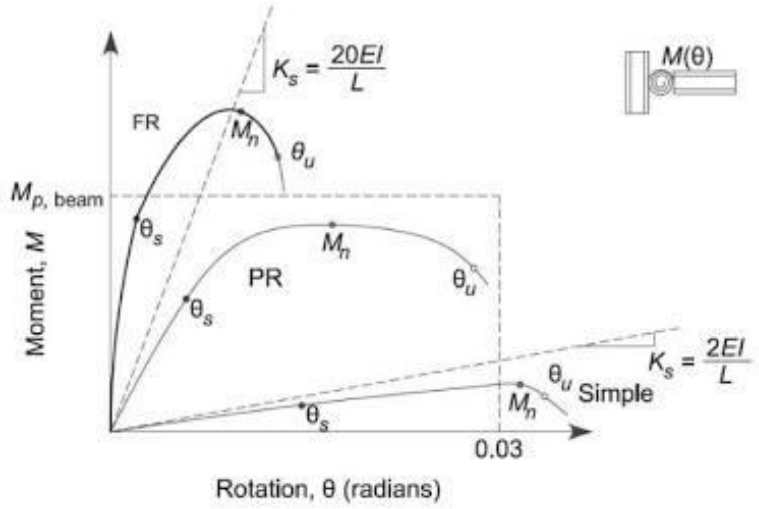


Ilustración 3 Clasificación de conexiones según AISC 360. Fuente: ResearchGate

Por tanto, si lo vemos dentro de la AISC vemos que en el diseño primero define si el nudo es FR, PR o articulado, una vez definido la necesidad, se deja al diseñador decidir como solventa el problema ya siendo una conexión soldada o empernada.

2.3.1 Conexiones PR

La AISC 360 la define como una conexión parcialmente restringida que transmite momento, pero la rotación entre miembros no es despreciable, entonces la respuesta momento- rotación es un parámetro de análisis importante.

Entonces desde un punto de vista simple podemos decir que es una conexión semirrígida que permite deformaciones, es decir que ante la aplicación de una fuente de cargas es posible que la misma no conserve el ángulo con el que la conexión fue ensamblada.

2.3.2 Conexión FR

Definidas como conexiones continuas que transfiere momento con una rotación irrisoria, es decir que ante una acción de cargas se espera que la misma no cambie su forma y ángulo con el que fue ensamblado.

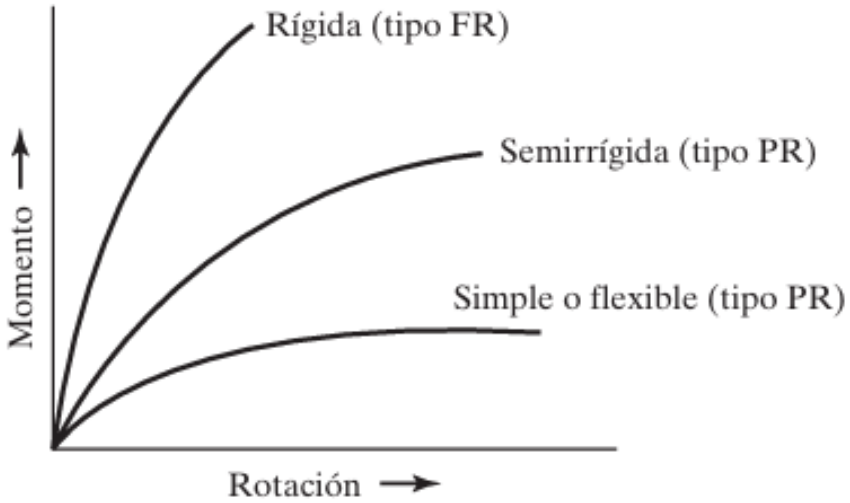


Ilustración 4 Curvas tipicas momento-rotacion para conexion Referencia: Diseño de Estructuras de Acerto McCormac y Csernak

2.3.3 Conexión simple tipo PR

Como señalan McCormac y Csernak (2012), una conexión simple tipo PR se supone que es una conexión completamente flexible, por tanto, no tiene capacidad resistente a momento, esta última afirmación no es del todo cierta podríamos asegurar de manera inequívoca que existirá cierta resistencia a momento en esta conexión, sin embargo, es escasa y por consiguiente despreciable, en consecuencia, se diseñan con la idea que solo son capaces de resistir únicamente fuerza cortante.

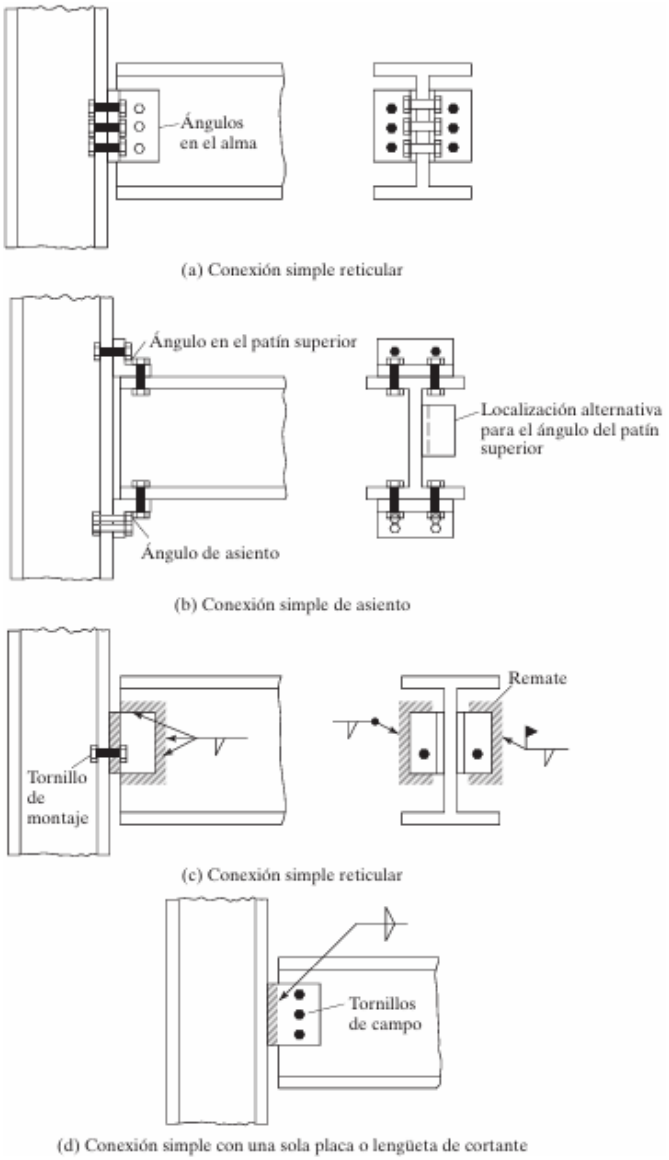
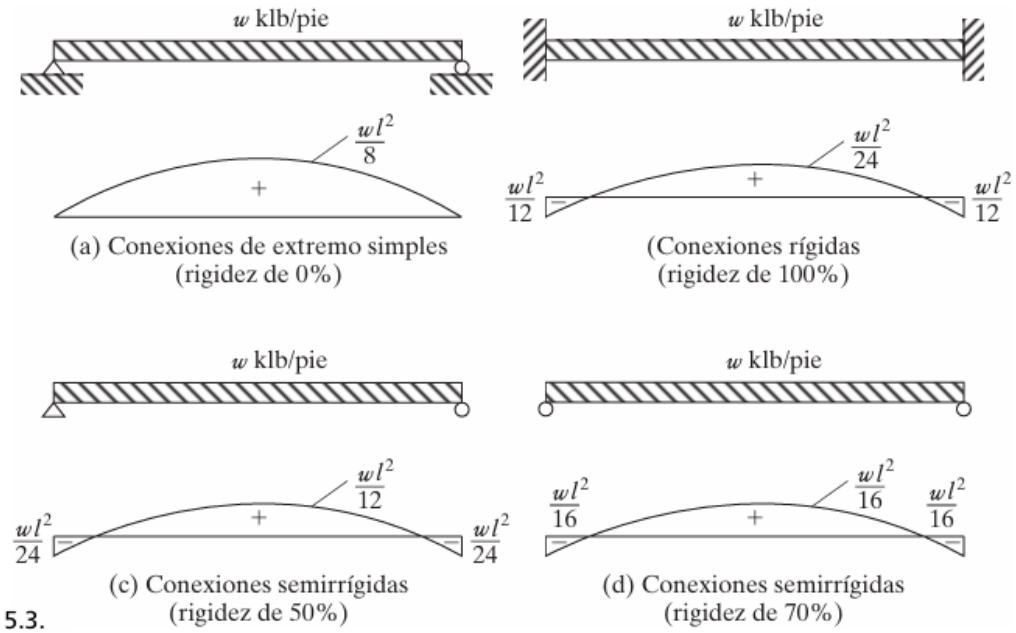


Ilustración 5 Conexiones simples Referencia: Diseño de Estructuras de Acero McCormac y Csernak

2.3.4 Conexión semirrígida PR

Conexiones que a diferencia de las simples tienen resistencia a la rotación, desarrollando momentos en los extremos. Según McCormac y Csernak (2012) es común que los diseñadores ignoren este tipo de conexiones, simplificando el análisis considerando conexiones simples o completamente rígidas, dejando de lado condiciones intermedias. Esto se da así porque pese a que son conexiones que pueden presentar mejores prestaciones por la posibilidad de reducción de momentos, esto no se aprovechan debido a que la AISC obliga al calculista a demostrar que la conexión debe resistir un porcentaje de una conexión totalmente rígida por medios analíticos o empíricos.



5.3.

Ilustración 6 Momentos máximos de distintos tipos de conexiones Referencia: Diseño de Estructuras de Acero McCormac y Csernak

La ilustración 4 puede verse la reducción de momentos en los extremos de las conexiones semirrígidas en relación con las conexiones rígidas.

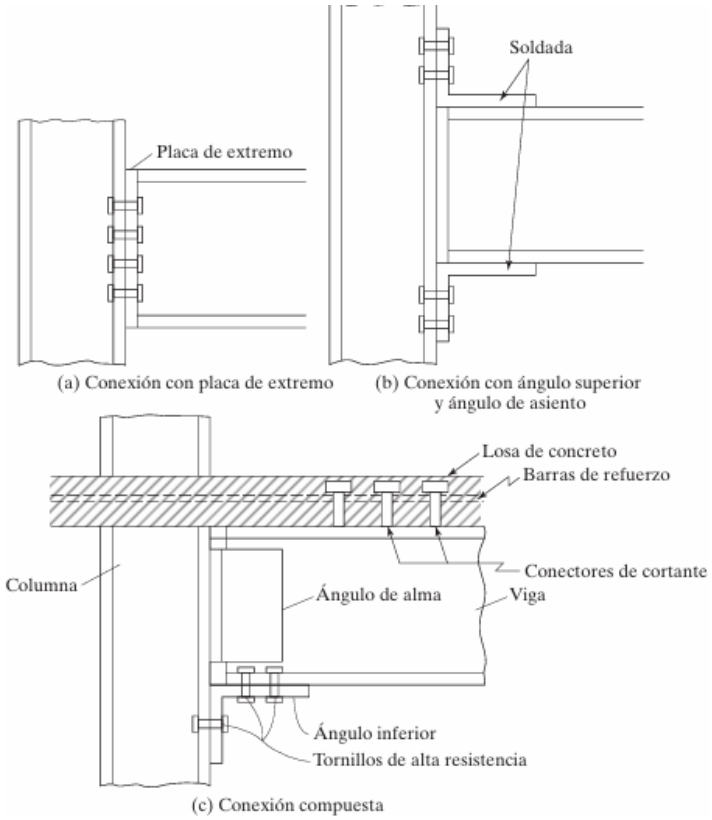


Ilustración 7 Conexiones semirrígidas Referencia: Diseño de Estructuras de Acero McCormac y Csernak

El uso de conexiones semirrígidas aumentara con el tiempo cuando sea posible predecir el porcentaje de rigidez. (McCormac & Csernak, 2017)

2.3.5 Conexión rígida FR

Conexión que teóricamente transmite el 100% del momento al apoyo, donde no permite rotación. Estas conexiones proporcionan una restricción cercana al máximo, por ello el diseño y puesta en marcha de estas conexiones necesitan de requisitos muy grandes, se puede observar en la figura que para asegurar una resistencia a la rotación considerable se requieren de atiesadores y también

a diferencia de las otras conexiones tratadas se nota que la cantidad de elementos presentes en la conexión son mayores.

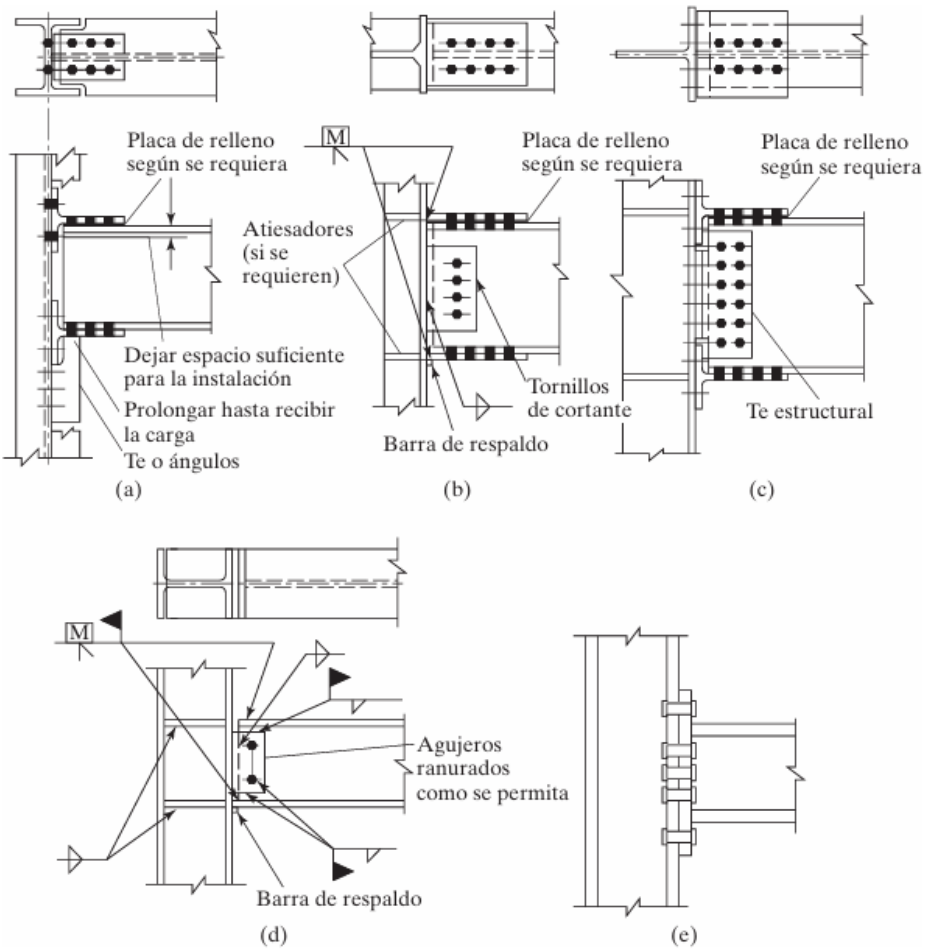


Ilustración 8 Conexiones rígidas Referencia: Diseño de Estructuras de Acero McCormac y Csernak

2.4 Tipos de pórticos

Es importante conocer los sistemas estructurales definidos por *American Institute of Steel Construction* (AISC). La AISC divide los sistemas en dos grandes grupos según su mecanismo

de resistencia lateral: Pórticos Resistentes a Momentos (MF) y Pórticos Arriostrados (BF). De igual manera estos grupos se dividen en subgrupos en relación con su nivel de ductilidad y otros factores en relación con su capacidad de disipación de energía: Ordinarios (OMF/CBF), Intermedios (IMF) y especiales (SMF/SCBF/EBF).

A continuación, se presentan los requisitos de cada grupo y subgrupo de sistemas:

2.4.1 Pórticos Resistentes a Momentos (MF)

Sistemas donde la resistencia a las fuerzas laterales se logra mediante la rigidez a la flexión de las vigas y columnas, conectadas a través de conexiones rígidas es decir tipo FR.

2.4.2 Pórticos Especiales a Momento (SMF - Special Moment Frames)

- Con un alto nivel de ductilidad, diseñados con el fin de sufrir deformaciones plásticas altas durante el sismo, la disipación de energía se da por la fluencia de las vigas, cumpliendo el criterio de viga débil columna fuerte.
- Su uso es obligatorio en zonas con alta sismicidad
- Exigen estrictamente el uso de conexiones precalificadas (AISC 358).

2.4.3 Pórticos Intermedios a Momento (IMF - Intermediate Moment Frames)

- Con una ductilidad más bien moderada, diseñados con el fin de sufrir deformaciones plásticas controladas, sus requisitos son menos exigentes que los SMF
- Su uso es permitido en zonas con moderada o baja sismicidad.
- Se pueden usar tanto conexiones soldadas como empernadas con menores restricciones de precalificación.

2.4.4 Pórticos Ordinarios a Momento (OMF - Ordinary Moment Frames)

- Con una ductilidad mínima, se espera que sufran muy poca o ninguna deformación plástica más allá del rango elástico bajo la acción del sismo de diseño.
- Su uso se limita únicamente a zonas de baja sismicidad o estructuras de baja altura.
- Las conexiones se diseñan principalmente para resistir las fuerzas nominales de flexión y corte calculadas por análisis elástico, sin necesidad de demostrar capacidad de rotación plástica.

2. 4.5 Pórticos Arriostrados (Braced Frames - BF)

Sistemas donde las fuerzas laterales se resisten principalmente mediante esfuerzos axiales (tracción y compresión) en las diagonales (riostras).

2.4.6 Pórticos Arriostrados Concéntricamente Especiales (SCBF - Special Concentrically Braced Frames)

- Con una alta ductilidad, se espera que las diagonales disipen energía en base a la fluencia en tracción y el pandeo cíclico inelástico en compresión. Las vigas y columnas se diseñan para resistir las fuerzas máximas que las diagonales pueden transferirles cuando fallan o fluyen.
- Se usa en zonas de alta sismicidad y con una necesidad de controlar los desplazamientos laterales o derivas.
- Se conectan los extremos de las diagonales y son conexiones extremadamente robustas (normalmente por placas gusset), pero es necesario tener en cuenta que se debe permitir la rotación por el pandeo de la diagonal.

2.4.7 Pórticos Arriostrados Concéntricamente Ordinarios (OCBF - Ordinary Concentrically Braced Frames)

- Con una ductilidad limitada, a diferencia de las SCBF se diseñan con mayores fuerzas elásticas debido a que su capacidad de disipación inelástica es baja.
- Su uso se permite únicamente en zonas de sismicidad baja o moderada.

2.4.8 Pórticos Arriostrados Excéntricamente (EBF - Eccentrically Braced Frames)

- Tienen una alta rigidez, esto se da porque no las diagonales no se unen en un mismo punto, generando un segmento de viga a modo de eslabón conocido como un "fusible sísmico", que fluyen por corte o flexión para disipar la energía, mientras el resto de la estructura permanece elástica.
- Su uso se da en zonas de alta sismicidad donde se busca optimizar el peso del acero.

2.5 Sistemas presentes en la NEC

En la NEC-SE-AC de estructuras de acero podemos diferenciar tres tipos de pórticos, que igual que en la AISC se basan en su mecanismo de disipación de energía y los factores ya expuestos. Se observan pórticos especiales a momento (PEM) como se ve en la ilustración 9, pórticos especiales arriostrados concéntricamente (PEAC) como se ve en la ilustración 10 y pórticos arriostrados excéntricamente (PAE) como se ve en la ilustración 11.

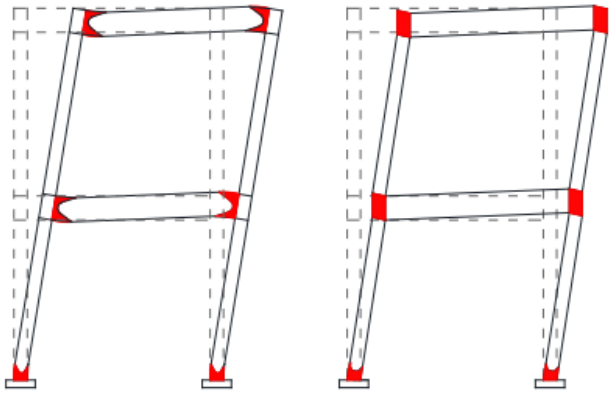


Ilustración 9 Pórticos PEM Nec SE AC

En relación con la NEC es apreciable que los pórticos PEM serían los pórticos SMF en la AISC, donde se exige que las conexiones desarrollen una alta ductilidad, además que el sistema no tiene diagonales por tanto toda la fuerza lateral la resisten los nudos; los pórticos PEAC(serían los tipo SCBF en la AISC, donde la diagonales absorben el cortante basal; los pórticos PAE serían los EBF en la AISC, donde básicamente sería una mezcla entre los dos sistemas, existen diagonales pero no se tocan funcionando el segmento de la viga donde se separan las diagonales como una especie de fusible que protege al resto de la estructura. Véase anexos donde se presentan imágenes referenciales de los tipos de pórticos presentes en la NEC.

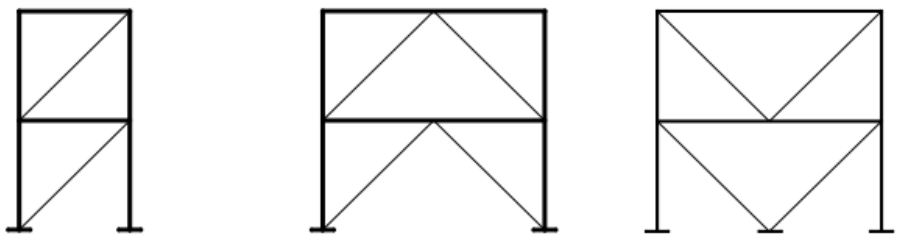


Ilustración 10 Pórticos PEAC Nec SE AC

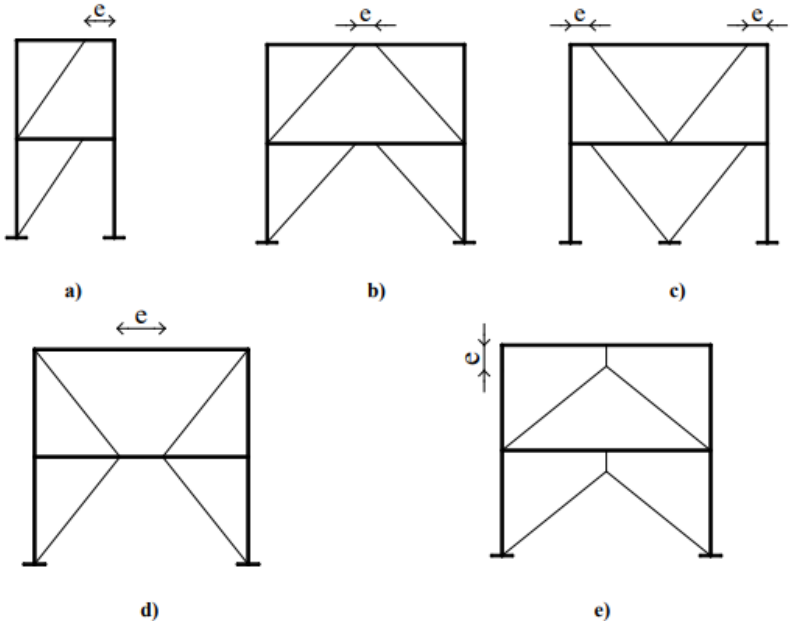


Ilustración 11 Pórticos PAE Nec SE AC

Un matiz adicional es importante, en la normativa NEC no existen los pórticos IMF, esto se da porque como se dijo los mismos son comunes en zonas de sismos moderados y por tanto no cumplen los limites dados en la NEC de derivas (2%), no obstante (como se verá en el capítulo 2.10) se analizará una conexión precisamente para pórticos IMF, esto es así porque la normativa nos obliga a analizarla así, esto como tal no es un error, siendo que pese a la nula representación de este tipo de pórticos en la normativa nacional, se puede analizar y presentarse como una alternativa para estructuras de corta envergadura o poca altura, además al ser un análisis igual al dado para pórticos SMF (en el análisis de resistencia) puede tomarse los datos como válidos y adaptarse a la realidad nacional.

2.6 Conexión viga columna

Según Crisafulli, F. J. (2012) una conexión de viga coluna debe asegurar la adecuada transferencia de cargas de tracción y compresión en la columna con el fin de minimizar la concentración de tensiones generadas por la diferencia de rigidez de la junta, además las placas de continuidad servirán como límite de la zona panel nodal donde se espera que se desarrollan tensiones y deformaciones elevadas, ejemplo de conexión viga columna ilustración 12.



Ilustración 12 Conexión viga columna Crisafulli, F. J. (2012

Como ultimo también es importante analizar que como recomendación por la FEMA, es necesario que las conexiones entre viga-columna incluyan agujeros de acceso de soldadura (como se ve en la ilustración 13), los ensayos aclaran que dichos agujeros son una solución valida que permite un acceso fácil a la soldadura, así como minimiza efectos de concentración de tensiones y/o deformaciones.

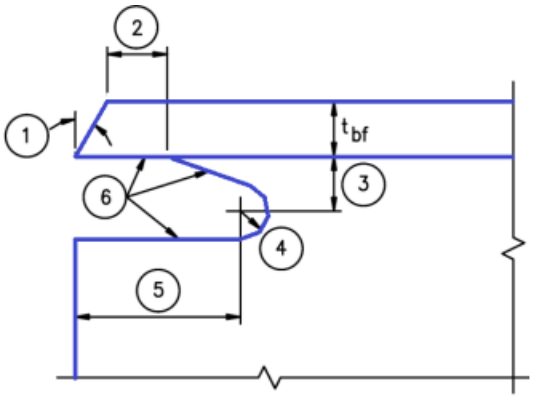


Ilustración 13 Detalle agujero acceso soldadura FEMA (Como se cita en Crisafulli, F. J. (2012))

2.5.1 Zona Panel

Es la región de la junta comprendida entre las alas de la viga y la columna, es una zona donde se producen grandes deformaciones y si no se diseña de manera adecuada pueden provocar fallos estructurales, por ello es inherente el análisis de la zona panel y todas las normativas existentes lo solicitan, esto necesidad de diseñar bien la zona panel se da porque en la misma existe una alta concentración de cortante en una zona tan pequeña, además que la normativa restringe deformaciones excesivas para evitar fallo de conexiones (véase ilustración 14).



Ilustración 14 Deformación del panel nodal por acción del sismo (Midorikawa et al., 2012) (Como se cita en Crisafulli, F. J. (2012))

2.6 Conexiones precalificadas

Cuando hablamos de una conexión precalificada, la entendemos como una conexión cuya capacidad, rigidez y modos de falla han sido comprobados de manera rigurosa en entornos de escala real y lineamientos complejos, es decir una conexión aprobada y que el calculista puede confiar lo suficiente como para no tener que realizar ensayos destructivos en laboratorios.

Estas conexiones se conciben luego de los terremotos de Northridge (1994) y Kobe (1995), donde se vieron fallos en las conexiones de las estructuras construidas hasta ese momento, por ello luego de una investigación intensiva nacen con el fin de garantizar que la energía en un sismo se disipe de manera dúctil y no por fractura. **(AISC 356-16). (**Bertero *et al.* 1994**;** SAC 1995**;** SAC 1997**;** FEMA 355C 2000**)(**Como se citó en Hernández, E. T. (2020). COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES DE MARCOS DE ACERO ANTE DEMANDAS SÍSMICAS)

2.6.1 Características de las conexiones precalificadas

Una conexión precalificada tiene lineamientos y reglas estrictas, en la AISC 358 se ponen limites geométricos, constructivos y uso de estas, es decir por ejemplo que no toda conexión precalificada puede usarse para la construcción de pórticos especiales o que no todo tipo de unión es aceptada para cualquier conexión.

2.7 Conexiones empernadas:

Conexión cuyo medio de acoplamiento son los tornillos, tiene ventajas frente a conexiones soldadas, siendo su facilidad de montaje, además de no necesitar especialistas en soldadura; las conexiones empernadas según las bibliografías suelen ser más económicas que las conexiones soldadas (McCormac & Csernak, 2012).

Como se mencionó anteriormente los principales elementos de acoplamiento mecánico de este tipo de conexiones son los pernos de alta resistencia (típicamente de cabeza hexagonal pesada ASTM A325 o A490). En el diseño de conexiones resistentes a momentos bajo criterios sismorresistentes, se recomienda configurar la junta de modo que los pernos principales absorban los esfuerzos de tracción pura derivados de los momentos flectores, evitando el trabajo a corte puro en el vástago para mitigar fallas frágiles por aplastamiento o cizallamiento (McCormac & Csernak, 2012; NEC-SE-DS, 2015).

2.7.1 Tipos de conectores

Como se explicó antes y de manera general se pueden especificar los pernos A325 y A490, estos pernos son los indicados en la normativa ASTM, de los cuales existen en muchos tamaños y se pueden usar para uniones de tipo aplastamiento o deslizamiento crítico. Sin embargo, la normativa nos permite usar pernos comunes para conexiones secundarias que cumplan las condiciones de acera bajo en carbono.

Las arandelas se usan en conjunto con los pernos y estas mismas tienen una especificación de uso, en general no son usadas de manera estricta, se deben usar para compensar el paralelismo y esta última deberá cumplir con o especificado en la ASTM F436

2.8 Conexiones soldadas:

Conexiones cuyo medio de acoplamiento es la soldadura, son conexiones que se usan a menudo por su simplicidad, disminución en el manejo del taller y en las operaciones de fabricación. Tienen una rigidez muy alta que resulta ventajosa si se toma en cuenta en el diseño, siendo que las armaduras soldadas se deforman menos que las empernadas, considerar que si la soldadura está bien hecha esta misma será más fuerte que los perfiles de acero. (Brockenbrough & Merritt, 1997)

2.8.1 Tipos de soldadura

Los aceros permitidos para soldar están especificados en las AWS D1.1:2025 y AISC Seismic Provisions, los tipos de soldadura dependerán de factores como la carga o especificaciones técnicas, en una conexión se pueden usar más de un tipo de soldadura.

Las soldaduras más usadas son la soldadura tipo filete o Fillet Weld y las de penetración completa o CJP, sin embargo, existen más tipos de soldaduras como lo explica W.A. Thorton, el cual las divide en:

Soldadura de puntos: usada para ensamblaje, no se les asigna ninguna capacidad de soporte estructural.

Soldaduras de filete: con una forma generalmente triangular, usadas para unir dos superficies en ángulos rectos, las superficies pueden ser traslapada, su resistencia viene dada por el espesor de la garganta.

Soldaduras de surco: se realizan haciendo un surco entre bordes de dos partes que se van a unir, usadas generalmente para conectar dos placas en un mismo plan, esta misma deberá extenderse a lo ancho de las partes unidas, estas soldaduras de surco también pueden dividirse en dos:

> **Soldaduras de penetración completa (CJP):** soldadura donde el material de soldadura y el metal base se unen a través de la profundidad de la unión.
>
> **Soldaduras de penetración parcial (PJP):** soldadura donde no se puede dársele todo el espesor de la junta y por tanto el espesor de la soldadura es menor que el de la unión.

2.9 Comparativas conexiones

Según la bibliografía las conexiones empernadas suelen ser más baratas que las conexiones soldadas, sin embargo, en el medio local esta afirmación no se cumple, siendo que en muchos casos las conexiones soldadas son más económicas (Hidalgo Robalino, D. H., & Criollo Machuca, M. A. (2020).), esto se da por el precio de los materiales y sobre todo por la mano de obra que es más barata en relación con otros países. Por esta dicotomía las conexiones soldadas en el medio local son mucho más usadas que las conexiones empernadas, resultando en muchos casos una excepción a la regla, dando la idea errada que siempre una conexión soldada es mejor que una conexión empernada, sin embargo, el uso de conexiones empernadas puede ser igual de efectivo que sus pares soldados, además de las ventajas de la mano de obra no especializada para su puesta en marcha.

2.10 conexión por analizar

La conexión que se analizara es un tipo FR, más específicamente una "REDUCED BEAM SECTION (RBS) MOMENT CONNECTION" (véase ilustración 15) coloquialmente conocida como conexión tipo hueso de perro por su forma, se decidió este tipo de conexión debido a que en el Ecuador se deben hacer diseño con pórticos tipos SMF o IMF (este último se aceptara en diseños de baja altura) , por tanto, el tipo de conexiones a usar son obligatoriamente FR, además un diseño con solamente conexiones PR es inviable por cuestiones normativas y económicos, viéndose que el límite de deriva del 2% (NEC-SE-DS 2015 (5.1. Límites permisibles de las derivas de los pisos), este limite se gobierna el diseño y para restringir estos desplazamientos laterales y controlar efectos de segundo orden, se requiere un aumento momento de inercia en secciones, esto podría conducir a un sobredimensionamiento de los elementos, donde los perfiles trabajan por rigidez y no por resistencia, generando un uso ineficiente del acero.

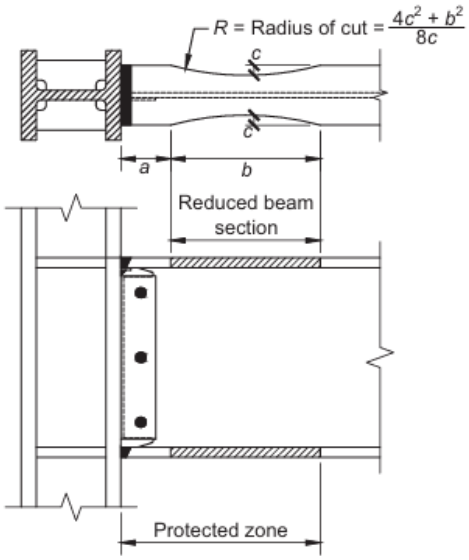


Ilustración 15 conexión RBS fuente: AISC 358 FIG 5.1

Como se analizará conexiones soldadas y empernadas, la normativa nos limita a pórticos IMF esto porque prohíbe el uso de conexiones empernadas para pórticos SMF en este tipo de conexiones. El diseño de las conexiones se hará en el software IDEA Statica y los resultados se validarán de manera externa de manera manual, el tipo de perfiles usados serán dos tipos "I" tanto para la columna y viga, por normativa y por filosofía de diseño se cumplirá el concepto de viga débil-columna fuerte; se debe aclarar que estos resultados no son extrapolables a todo tipo de conexión siendo únicamente una comparativa de la conexión RBS, variando resultados dependiendo del tipo de conexión usada.

2.10.1 Límites del diseño

La necesidad de diseñar un pórtico IMF es un problema esto es porque en la normativa ecuatoriana no se evidencia la existencia de pórticos IMF, de hecho podríamos asegurar que en el Ecuador la mayoría de los pórticos diseñados y construidos son los tipos SMF, esto se da porque los pórticos IMF son usados mayoritariamente en zonas con moderadas exigencias sísmicas,

siendo entonces que si bien no sería un error usarlos a nivel nacional, tienen grandes desventajas frente a sus homónimos SMF para su uso, siendo que podrían ser únicamente aplicables en construcciones muy pequeñas o en su defecto en zonas con muy baja demanda sísmica dentro del territorio.

Por tanto los resultados obtenidos podrían no ser aceptados para un diseño definitivo dentro del territorio nacional, sin embargo cabe recalcar que en el trabajo de integración no se busca hacer un diseño de un pórtico sino que el objetivo final es la comparativa de las conexiones por su condición de acoplamiento y esto se hará por medio de la AISC, por tanto el uso de pórticos IMF son obligatorios para poder realizar esta comparativa, entonces aun cuando no se pueden generalizar comportamientos para este tipo de conexiones en un ámbito nacional, podemos obtener una idea sobre su comportamiento, asimismo y desde un punto de vista estrictamente de metodología de diseño, podemos aseverar sin temor a equivocarnos que esta última no cambia, es decir que se utiliza el mismo método de diseño para una conexión RBS para un pórtico IMF o para un pórtico SMF, siendo que lo único que cambiaría serían los perfiles permitidos para la conformación de uno u otro sistema.

2.10.2 Requisitos de la conexión

Límites de las vigas según la AISC 358-22:

1) Las secciones utilizadas en la viga deberán cumplir los requerimientos 2.3; es decir que cumplirán con los requisitos por disposiciones sísmicas, además que alas y alma deberán estar conectadas por soldaduras de penetración completa (CJP).

2) La sección se limita a una altura máxima W36 para perfiles laminados y la altura de las secciones compuestas no deberá exceder la altura la permitida para perfiles de ala ancha laminados.
3) El peso máximo de la viga estará limitado a 610 kg/m.
4) El espesor del ala de la viga se limitará a un máximo de 53mm.
5) La relación entre la luz libre y la altura de viga debe limitarse a:
    a) Para SMF (Seismic Moment Frame) 7 o más.
    b) Para IMF (Intermediate Moment Frame) 5 o más.
6) Relación de ancho espesor de las alas y el alma de las vigas dependerán de las disposiciones sísmicas de la AISC.
7) El arriostramiento lateral deberá realizarse según las disposiciones sísmicas de la AISC.
8) La zona de protección de la viga considerara desde la cara de la columna hasta el final del corte más alejado de la RBS.

Límites de las columnas según la AISC 358-22:

1) Las secciones utilizadas en la columna deberán cumplir los requerimientos 2.3
2) La viga estará conectada al ala de la columna
3) La profundidad de la columna estará limitada en una W1000 como máxima
4) No existe límite de peso para las columnas
5) No existe requerimientos adicionales para el espesor de las alas.
6) Relación ancho espesor deberán

Límites de la conexión de las alas de las vigas al ala de la columna según AISC 358-22

1) La conexión entre los elementos deberá hacerse con soldadura CJP y deberán cumplir con lo establecido en las disposiciones sísmicas de la AISC
2) El agujero de acceso para la soldadura deberá realizarse conforme a los requerimientos de la AISC.

Límites de la conexión del alma de la columna hacia el ala de la columna

1) Para pórticos SMF la conexión deberá realizarse por soldadura CJP extendiéndose entre los agujeros de acceso de soldadura. El uso de una placa simple de corte como respaldo a la soldadura es permitido y la misma tendrá un espesor de al menos 10 mm, no se requieren Weld Tabs (lengüetas de soldadura). El uso de agujeros en el alma de la viga por propósitos de montaje es permitido
2) Para pórticos IMF se conectará de igual manera como se especificó para SMF.
   -También es permitido únicamente para IMF conectar el alma de la viga al ala de la columna mediante una conexión empernada, la conexión de cortante de placa se diseñará como una conexión critica al deslizamiento según AISC. Para cargas sísmicas la resistencia nominal en los orificios no deberá ser mayor que el valor de la ecuación J3-6 a especificado en la AISC. La resistencia al cortante se determinará en función de la fluencia por cortante de la sección bruta y de la rotura por cortante de la sección neta. La placa se soldará al ala de la columna por soldadura CJP o con soldadura de filete a ambos lados. Para esta última el tamaño de la soldadura será al menos 5/8 del ancho de la placa. Agujeros estándar serán utilizados tanto en la placa como en el alma, a no ser que se usen orificios ranurados (la ranura deberá ser paralela a las alas de las vigas) cuyos mismos solo se usaran en la placa o en el alma mas no en ambas. Se permite pretensar los pernos antes o después de soldar.

2.10.3 Procedimiento de diseño

La AISC 358-22 nos da una serie de pasos a seguir para el diseño de la conexión, presentados a continuación:

1.- Se escoge valores de corte para la sección reducida (véase ilustración 15) en relación con los siguientes límites.

$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf}$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d$$

$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf}$$

Donde:

a= es la distancia horizontal desde la cara del ala de la columna y el inicio del corte.

b= longitud del corte de la sección reducida.

b_{bf}=espesor del ala de la viga

c= profundidad del corte desde el centro de la viga reducida

d= altura de la viga

Se debe comprobar que vigas y columnas cumplan todas las combinaciones de carga, incluyendo la sección reducida, además que la deriva de piso cumpla los limites aplicables por normativa, el mismo que deberá tenerse en cuenta el efecto de la sección reducida, se permite calcularse las derivas elásticas reducidas multiplicando por 1.1 las derivas de las secciones brutas.

En un diseño real se puede optar por distintas estrategias para este cálculo de derivas, las cuales podrían ser: modelación macro en programas de cálculo como ETABS o SAP 2000, obteniendo

derivas globales y multiplicándolas derivas elásticas del modelo por el factor mencionado de 1.1 o en su defecto y proponiendo un análisis mucho más riguroso discretizando la viga, calculando el valor real de las propiedades reducidas, en el caso de programas como ETABS o SAP 2000, esto último es posibles si dividimos la viga en 3 secciones y a cada sección le damos una reducción de rigidez en el eje mayor introduciendo una relación calculada con respecto al corte del patín (por ejemplo 0.8 dependiendo de la profundidad del corte) y simplemente extrayéndolos y pasando los resultados al cálculo en IDEA STATICA.

2.- Calculo del módulo plástico en el centro de la sección reducida ZRBS

$$ZRBS = Zb - 2ct_{bf}(d - t_{bf})$$

Donde:

Zb= es el módulo plástico de la viga

t_{bf}= espesor del ala de la viga

3.- Calculo del momento máximo probable Mpr en la rótula plástica en relación con la sección 2.4.3, donde Ze=Zrbs

La sección 2.4.3 nos da la siguiente metodología de cálculo:

$$Mpr = C_{pr}R_yF_YZe$$

Donde:

C_{pr}= Factor para tomar en cuenta la resistencia máxima de la conexión, incluyendo el endurecimiento por deformación, restricción local, refuerzo adicional y otras condiciones, este valor se tomará como:

$$C_{pr} = \frac{F_Y + F_U}{2F_Y} \leq 1.2$$

Fu= Resistencia a la tracción mínima del elemento.

Fy= Esfuerzo mínimo de fluencia especificado del elemento de fluencia.

Ry= Relación entre esfuerzo de fluencia esperado y esfuerzo de fluencia mínimo

Ze= Modulo plástico efectivo de la sección.

4.- Calculo de la distancia de la rótula plástica desde la cara de la columna, S_h

$$S_h = a + \frac{b}{2}$$

5.- Calculo de la fuerza cortante en la rótula plástica Vh en relación con 2.4.4

La sección 2.4.4 nos da la siguiente metodología de cálculo:

$$V_h = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{Gravity}$$

Donde:

L_h= Distancia entre las ubicaciones de las rotulas plásticas.

6.-Calculo del momento probable máximo en la cara de la columna Mf de acuerdo en 2.4.5

La sección 2.4.5 nos da la siguiente metodología de cálculo:

A no ser que se específicamente lo contrario, el momento probable máximo se calculara en la cara de la columna Mf como:

$$Mf = M_{pr} + V_h S_h$$

7.-Calcular el momento plástico de la viga basado en la presión de fluencia esperada, Mpe.

$$Mpe = R_y F_y Z_b$$

8.-Comrpobar la fuerza de flexión en la cara de la columna.

$$Mf \leq Mpe$$

Si a ecuación no se cumple se debe ajustar los valores de a,b y c o ajustar el tamaño de la sección y empezando de nuevo desde el paso 2.

9.-Comprobar diseño de corte de la viga en relación con la AISC y acorde a la sección 2.5

La sección 2.5 nos dice que la fuerza requerida en la viga Vu se tomara igual que la fuerza en la rótula plástica Vh más el corte debido a la carga gravitacional entre la cara de la columna y la rótula plástica con las combinaciones de carga de la sección 2.4.4.

10.-Diseñar la conexión del alma a la columna en relación con la sección 5.5 vista anteriormente.

La fuerza de corte requerida en la conexión del alma a la columna deberá ser considerada igual a la fuerza de corte requerida en la viga.

11.- Comprobar la continuidad de la placa en relación con la sección 2.6

La sección 2.6 nos dice que salvo se indique lo contrario, las placas de continuidad de las alas de las vigas deberán proporcionarse de acuerdo con la AISC seismic Provision.

12.-Comprobar la zona panel en relación con la sección 2.7

La sección 2.7 nos dice que salvo se indique lo contrario, la zona panel se conformara de acuerdo con los requisitos de la AISC seismic Provision.

13.- Comprobar la relación del momento columna/viga de acuerdo con la sección 2.8

La sección 2.8 nos dice que salvo se indique lo contrario, la relación momento columna/viga se conforma con los requisitos de la AISC seismic Provision.

2.11 Ideastica como software de modelado

Idestatica es un software especializado en ingeniería estructural para la comprobación de conexión en acero, enfocándose en puntos críticos de la misma, el programa automatiza comprobaciones najo códigos internacionales como el Eurocódigo o AISC, haciendo que el diseñador no tenga que crear modelos matemáticos complejos. Se utiliza el método de elementos finitos basado en componentes CBFEM**,** (IDEA StatiCa (2026)).

CBFEM es un enfoque hibrido desarrollado para combinar dos metodologías de diseño, el método de componentes estándar que divide la conexión en partes, es decir pernos, soldaduras y almas con el fin de verificar seguridad y normativa; además del análisis de elementos finitos que resuelve las limitantes que el método tradicional no puede resolver de manera rápida como geometría libre, tensiones exactas y deformaciones en placas con formas raras. La metodología tiene validez, porque fue desarrollado y validado científicamente por medios físicos, esta validación la lideró la Universidad Técnica Checa y la Universidad de Tecnología de Brno.

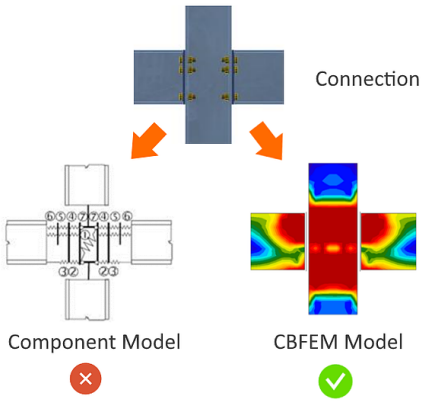


Ilustración 16 CBFEM fuente: www.ideastatica.com

La metodología de cálculo que usa el programa está pensada para el diseño de conexiones con formas poco habituales, es decir conexiones que no son precalificadas, el programa mediante pruebas ha verificado que las conexiones poco habituales diseñadas correctamente con el programa son seguras, el programa tiene resultados muy conservadores, pero puede evitar hacer ensayos intensivos sobre conexiones raras, según el Prof. Frantisek Wald (s.f.) un profesional seguramente diseñe la mayor parte del tiempo conexiones precalificadas, sin embargo, las conexiones poco comunes son el problema porque si se utiliza otras metodologías de cálculo, se vuelve complejo y se crea la necesidad de usar ensayos de laboratorio.

En el diseño de la conexión precalificada RBS, al ser una conexión precalificada el programa nos dará resultados eficientes; se podría pensar que el programa está siendo infrautilizado, siendo que: el programa se pensó para el diseño de conexiones poco comunes, sin embargo, el programa nos permite su uso para conexiones “comunes” y además nos dará una idea muy cercana a la realidad del comportamiento de las conexiones analizadas.

A continuación, se presentan los factores que utiliza el programa para el cálculo de las conexiones:

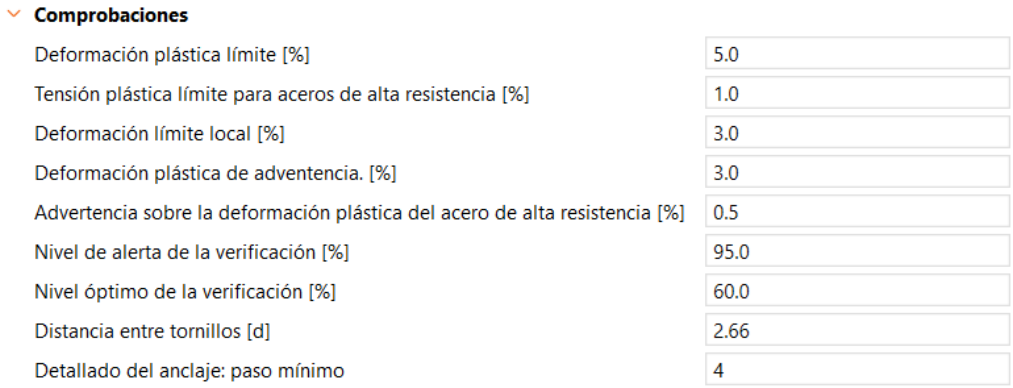


Ilustración 17 Captura factores de cálculo de comprobaciones de IDEA STATICA

Si se compara los valores con los limites propuestos por la AISC, se comprobará que estos son los mismos, a continuación, se presentan los factores de reducción de resistencia que son los mismos presentes en la AISC:

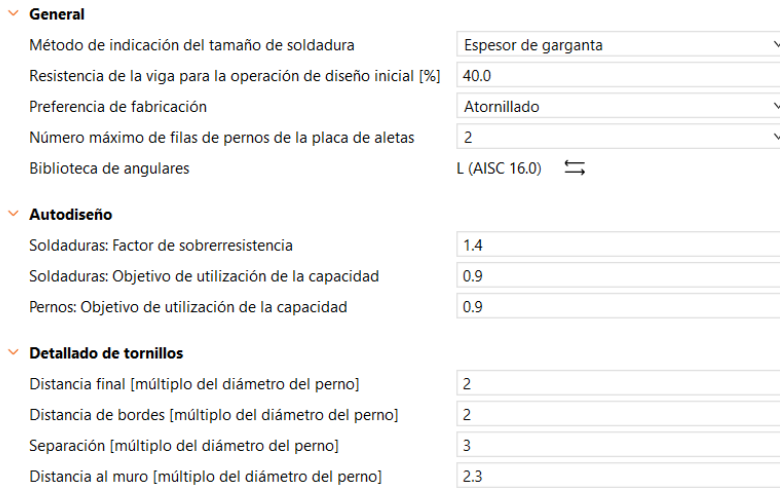


Ilustración 18 Captura factores de cálculo de reducción de resistencia de IDEA STATICA

Capítulo 3 Diseño y comparativas conexiones

3.1 Diseño conexión

Para el diseño de la conexión se tomó el ejemplo del manual de diseño de la AISC, más en específico el ejemplo 4.3.6, cabe aclarar que, si bien el ejemplo nos da el diseño de una conexión RBS soldada para un pórtico SMF, se realizaran dos diseños de la conexión como se planteó en el inicio una soldada y otra empernada, comparando respuestas con el programa de cálculo y viendo comportamientos en IdeaStatica.

El ejemplo de diseño se encuentra en unidades inglesas, pero se planteará el uso del sistema MKS para el desarrollo de cálculos y comprobaciones.

El manual nos da datos iniciales como el tipo de material a usar en este caso ASTM A36, además nos da las cargas gravitatorias en la viga WD=0.84 kip/ft=1.25 Ton/m y WL=0.6 kip/ft=0.89 Ton/m, también nos da la geometría de la columna y de la viga, instándonos a usar W14x176 para la columna y W24x76 para la viga. A continuación, se presentan los datos en unidades Mks y comprobaciones según AISC.

Del manual de la AISC tabla 2-5 se obtiene los valores del acero ASTM A572 grado 50.

$$Fy = 50\ ksi = 3515.35 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Fu = 65\ ksi = 4569.95 \frac{kg}{cm^2}$$

De la NEC-SE-AC se obtiene los valores del acero ASTM A36

$$Fy = 36\ ksi = 2530\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$Fu = 58\ ksi = 4086 \frac{kg}{cm^2}$$

Del manual de la AISC tabla 1-1

Columna W14X176

$A = 51.8in^2 = 334.1929cm^2$ $d = 15.2in = 38.608cm$ $tw = 0.830in = 2.1082cm$

$bf = 15.7in = 39.878cm$ $tf = 1.31in = 3.3274cm$ $K_{det} = 2.625in = 6.6675cm$

$k1 = 1.625in = 4.1275cm$ $Zx = 320in^3 = 5243.86cm^3$

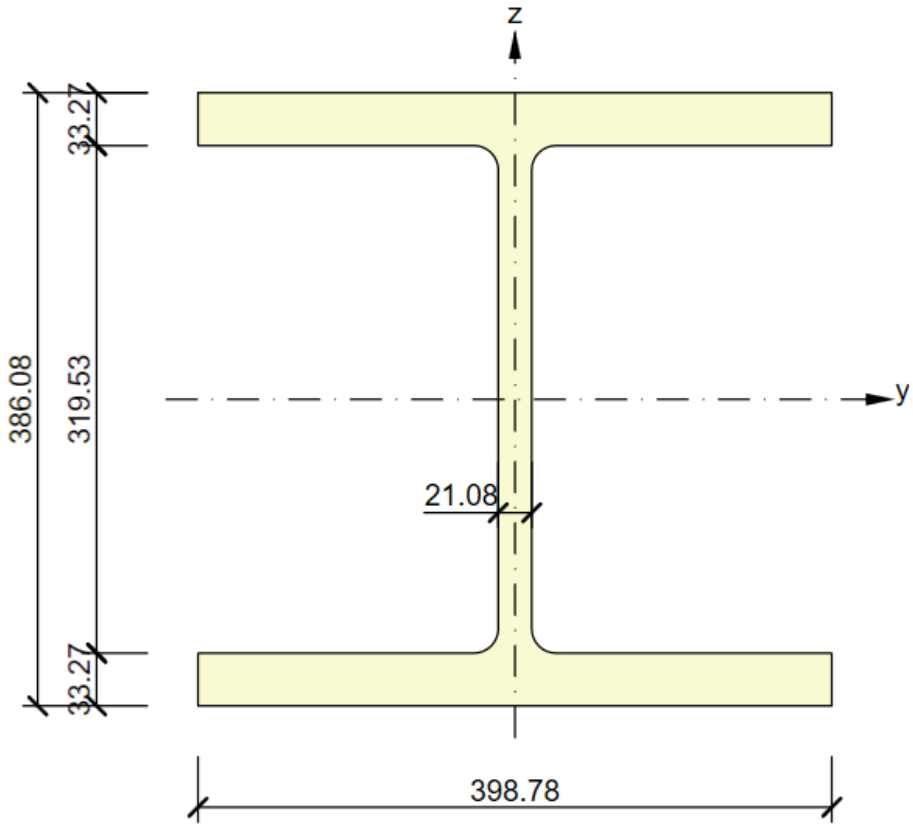


Ilustración 19 W14X176 de Ideastatica elaboración propia

Viga W24X76

$A = 22.4in^2 = 144.5158cm^2$ $d = 23.9in = 60.706cm$ $tw = 0.440in = 1.1176cm$

$bf = 8.99in = 22.8346cm$ $tf = 0.68in = 1.7272cm$

$Ry = 1.92in = 4.8768cm$ $Zx = 200in^3 = 3277.41cm^3$

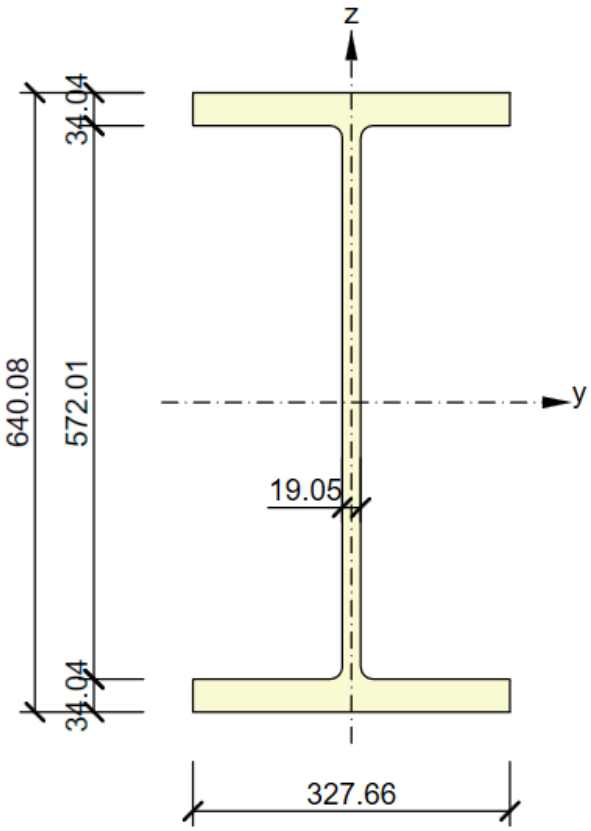


Ilustración 20 W 24x76 de Ideastatica elaboración propia

Límites de Precalificación véase Anexo 1

Se cumplen todos los límites de precalificación.

Módulo de sección plástica en el centro de RBS

$$ZRBS = Zx - 2ctbf(d - tbf) = 2245.03\ cm^3$$

(ANSI/AISC 358, Eq. 2.4-2)

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2$$

$$= \frac{3515.35 \text{ kg/cm}^2 + 4569.95 \text{ kg/cm}^2}{2(3515.35 \text{ kg/cm}^2)} \leq 1.2$$

$$= 1.15 < 1.2$$

(ANSI/AISC 358, Eq. 5.8-5)

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{RBS}$$

$$= 1.15(1.1)(3515.35 \text{ kg/cm}^2)(2245.03\ cm^3)$$

$$= 99889.204537\ kg\ m$$

Cálculo de la fuerza cortante en la mitad de RBS

Paso 4 de la sección 5.8 AISC 358

$$w_u = 1.2 * D + 0.5 * L + 0.2 * S$$

$$w_u = 1.2 * \left(\frac{1.25ton}{m}\right) + 0.5 * \left(\frac{0.89ton}{m}\right) + 0.2 * \left(\frac{0ton}{m}\right) = 1.95\ ton/m$$

La distancia de la columna al centro del corte de RBS de la AISC 358 figura 5.2

$$S_h = a + \left(\frac{b}{2}\right)$$

$$S_h = 13.9cm + \left(\frac{45.72}{2}\right) = 36.8cm$$

Distancia entre los centros de los cortes de RBS

$$L_h = L - 2 * \left(\frac{d_{col}}{2}\right) - 2 * S_h$$

$$L_h = (914.4\ cm) - 2 * (38.61c,/2) - 2 * (36.83cm) = 316in.$$

$$V_R BS = \left(2 * \frac{M_p r}{L_h}\right) + \left(w_u * \frac{L_h}{2}\right)$$

$$V_R BS = \left[2\frac{99.89\ ton\ m}{8.0264\ m}.\right] + \left[\frac{\left(\frac{1.95\ ton}{m}802.cm\right)}{(2)\ /}\right] = 32.70\ ton$$

Tomando los momentos de la izquierda el cortante mínimo es:

$$V'_R BS = \left(2 * M_p r / L_h\right) - (w_u * L_h/2)$$

$$V'_R BS = \left[2\frac{99.89\ ton\ m}{8.0264\ m}\right] - \left[\frac{\left(\frac{1.95\ ton}{m}802.cm\right)}{(2)}\right] = 17.06\ ton$$

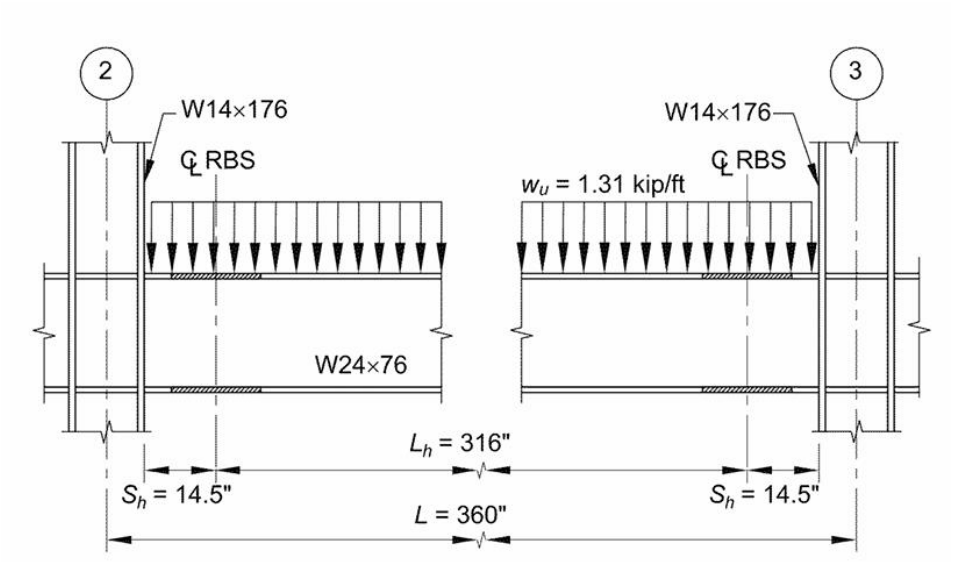


Ilustración 21 Figura 4-20 del manual AISC

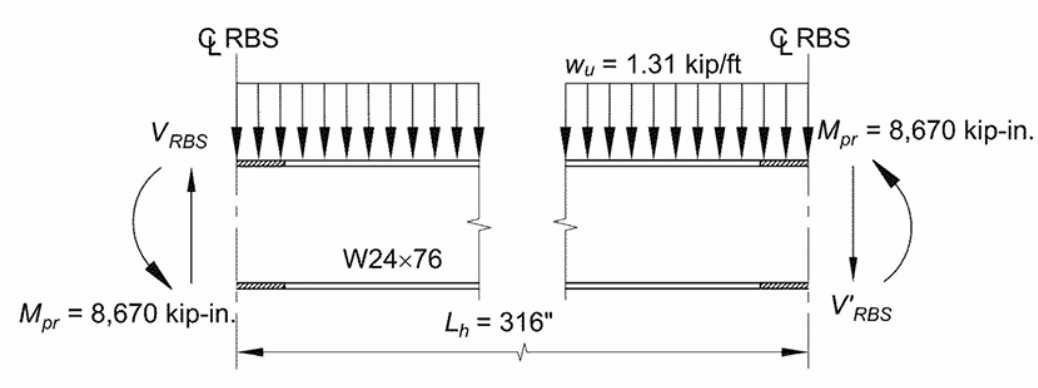


Ilustración 22 Figura 4-21 del manual de la AISC

El momento máximo probable en la cara de la columna:

$$(ANSI/AISC358, Eq. 5.8-6)$$

$$M_f = M_pr + V_RBS * S_h$$

$$M_f = 99.89\ ton\ m. + (32.7\ ton\ x\ 0.37\ m) = 111.99\ ton\ m$$

En el otro lado es:

$$(ANSI/AISC358, Eq. 5.8-6)$$

$$M'_f = M_{pr} + V'_{RBS} * S_h$$

$$M'_f = 99.89\ ton\ m + (17.05\ ton\ x\ 0.37\ m) = 106.2\ ton\ m$$

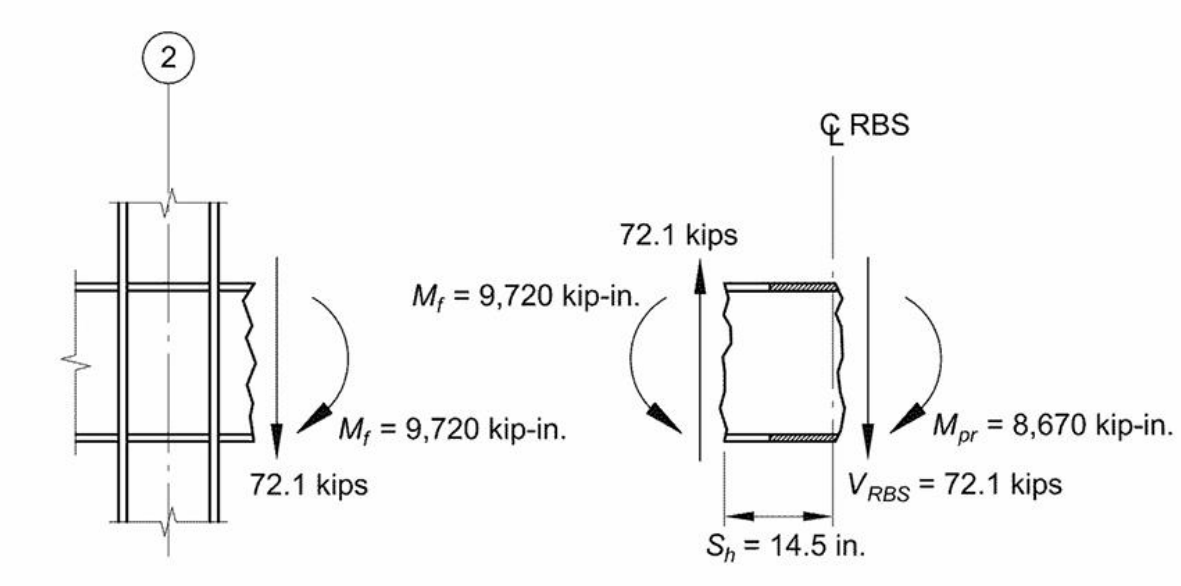


Ilustración 23Figura 4-23 del manual de la AISC

$$(ANSI/AISC358, Eq. 5.8-7)$$

$$M_{pe} = R_y F_y Z_x$$

$$M_{pe} = 1.1\ (3515\ kg/cm^2)\ 3277.41 cm^3$$

$$= 126.74\ ton\ m$$

$$\phi_d * M_{pe} = 1.00 * 126.74\ ton\ m 126.74\ ton\ m$$

$$111.99\ ton\ m < 126.74\ ton\ m. (o.k.)$$

Cumple el estado limite del momento plástico esperado con el momento resistente de la conexión

El corte requerido en la conexión es de:

$$(ANSI/AISC\ 358, Eq. 5.8-9)$$

$$V_u = V_{RBS} + w_u * S_h$$

$$V_u = 32.7\ ton + \frac{\left[1.95\frac{ton}{m} * 0.37m\right]}{1}$$

$$= 33.36\ ton$$

Según la normativa la fuerza de la soldadura es de 142.88 Ton, por tanto, cumple

Para el diseño de la conexión empernada la normativa nos dice que tenemos que diseñarla como una conexión critica al deslizamiento.

El perno usado será un perno A325 de ¾ de pulgada, por tanto, el factor Tb será de 12.75 ton, en este caso phi vale 1.

$$(ANSI/AISC\ 360, Eq.\ J3-4)$$

$$R_n = \mu D_u h_f T_b n_s$$

Los factores de acuerdo con el capítulo J-3 9 de la AISC se tomarán como

$$\mu = 0.3$$

Porque la superficie es tipo es decir que no es rugosa

$$D_u = 1.13$$

Multiplicador que refleja la relación entre la pretensión real y la normada.

$$h_f = 1$$

Porque la superficie conectada no se usarán placas de relleno.

$$T_b = 12.75\ ton$$

La mínima pretensión del sujetador de acuerdo con J3.1 M de AISC 360

$$n_s = 1$$

Porque solo un plano se conectará al deslizamiento.

$$\phi Rn = 4.2\ Ton$$

Esto sería la resistencia al deslizamiento de un solo perno.

Teniendo una carga de 33.43 Ton, se necesitarán 7.95 pernos, es decir 8 pernos.

Además de la consideración critica a fricción, la normativa nos obliga a revisar la resistencia a corte de los pernos como una conexión tipo aplastamiento.

Resistencia al aplastamiento y desgarro

$$ANSI/AISC\ 360\ Eq.\ J3{-}6\ a$$

$$Rn = 2.4\ d\ t\ Fu$$

Donde d es ¾ in o 19.05 mm, t o espesor de la placa se tomará 10 mm y Fu es 4806 kg/cm²

$Rn = 18.68\ Ton$

Resistencia al desgarro se toma con la siguiente formula J3-6c

$$ANSI/AISC\ 360\ Eq.\ J3{-}6\ c$$

$$Rn = 1.2\ lct\ Fu$$

Donde lc que es la distancia libre se tomara la mínima que es 1.65 cm me y el resto de los factores se mantiene igual

$$Rn = 8.09\ Ton$$

Resistencia al corte

Se considera ecuación J3-1

$$ANSI/AISC\ 360\ Eq.\ J3{-}1$$

$$Rn = FnAb$$

Como se usan pernos A325 se usa Fn igual 3.773 ton/cm² como indica J3.2.2, Ab es el área de un perno, entonces tenemos que en este caso será 2.85 cm²

Rn=10.75 Ton

La resistencia a desgarro es la que domina el diseño, por tanto, se analizara con ese valor, phi tiene un valor de 0.75

$$\phi Rn = 6.07\ Ton$$

Esto sería la resistencia al desgarro de un solo perno.

Teniendo una carga de 33.6 Ton, se necesitarán 5.54 pernos, es decir 6 pernos.

Por tanto, se necesitarán 8 pernos para el diseño de la conexión empernada.

En la conexión soldada para la erección de la columna se necesita una placa que debe tener al menos 15 cm de profundidad en cada lado de los agujeros de soldadura.

Por último, es necesario comprobar la necesidad de placas de continuidad, en este caso no son necesarias y solo se usarán los mínimos, que en este caso es de 6 in o 16 cm y un espesor de 0.625 in o 1.6 cm. El tamaño de los biseles se tomará de 4cm.

Con esto se concluiría el diseño de las conexiones de manera manual ayudadas de un programa de cálculo, de donde se observan los siguientes resultados.

Nombre	Cargas en la conexión	Resistencia en la conexión empernada	Resistencia en la conexión soldada
Corte (Ton)	33.43	33.6	142
Momento (Ton m)	106.23	126.73	126.73

Ahora se procederá con el diseño en Idea Statica

Conexión soldada



Ilustración 24 Conexión soldada propia

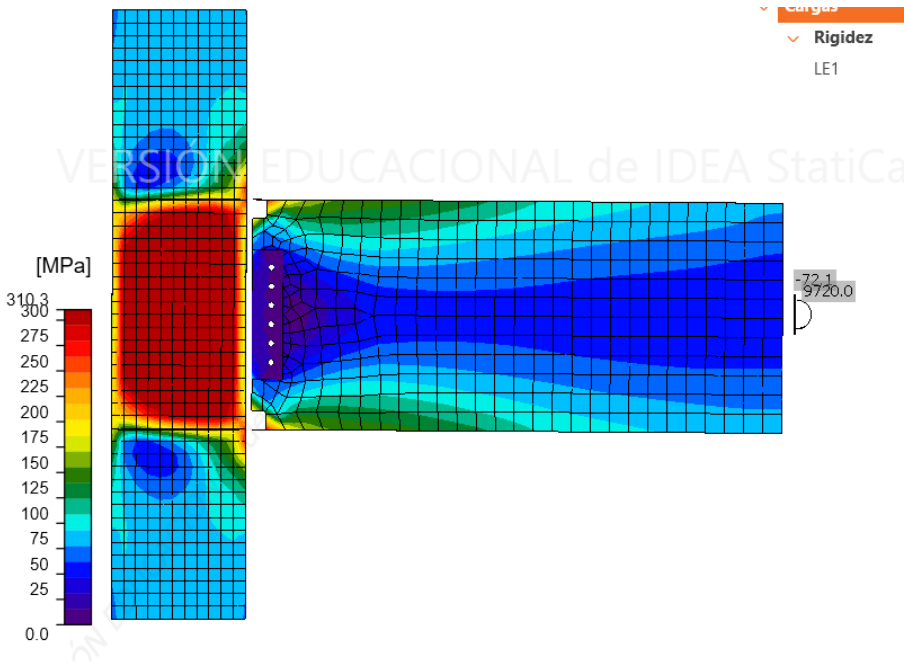


Ilustración 25 Conexión soldada propia

Conexión empernada



Ilustración 26 Conexión empernada propia

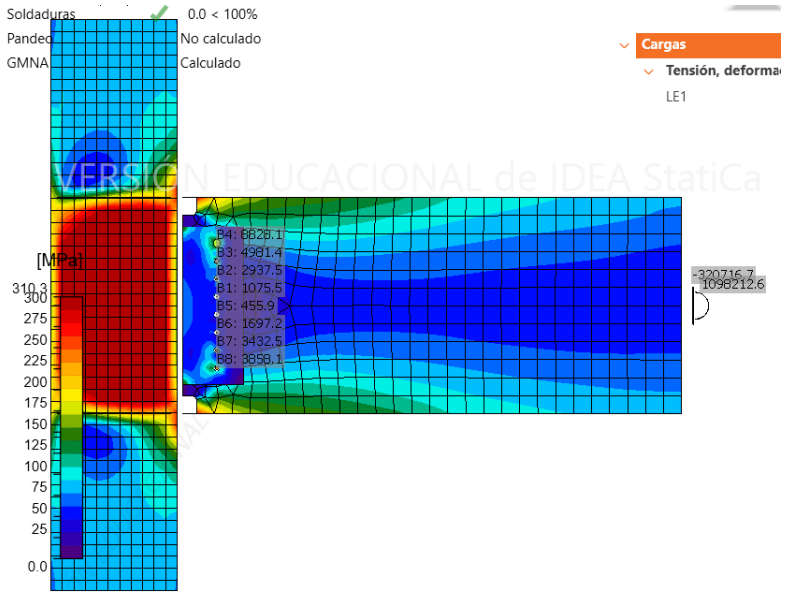


Ilustración 27 Conexión empernada propia

Capítulo 4 Análisis de resultados

4.1 Presentación de resultados

Rigidez rotacional

Nombre	Comp.	Cargas	$M_{j,Rd}$ [Nm]	$S_{j,ini}$ [MNm/rad]	Φc [mrad]	L [mm]	$S_{j,R}$ [MNm/rad]	$S_{j,P}$ [MNm/rad]	Clase
Viga	My	LE1	2194342.3	242.3	100.1	8026.40	1175.4	117.5	Parcialmente restringida

Rigidez rotacional secante

Nombre	Comp.	Cargas	M [Nm]	$S_{j,s}$ [MNm/rad]	Φ [mrad]
Viga	My	LE1	1098212.6	830.9	1.3

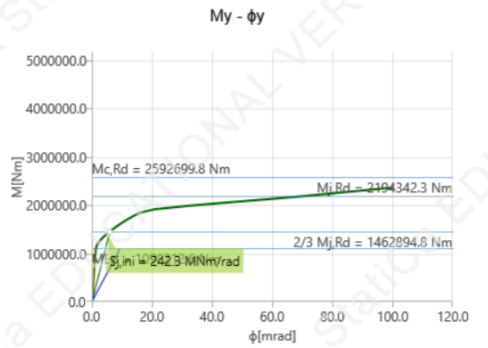


Ilustración 28 Resultados conexión soldada

Rigidez rotacional

Nombre	Comp.	Cargas	$M_{j,Rd}$ [Nm]	$S_{j,ini}$ [MNm/rad]	Φc [mrad]	L [mm]	$S_{j,R}$ [MNm/rad]	$S_{j,P}$ [MNm/rad]	Clase
Viga	My	LE1	2126824.0	275.0	60.5	8026.40	1175.4	117.5	Parcialmente restringida

Rigidez rotacional secante

Nombre	Comp.	Cargas	M [Nm]	$S_{j,s}$ [MNm/rad]	Φ [mrad]
Viga	My	LE1	1098212.6	814.3	1.3

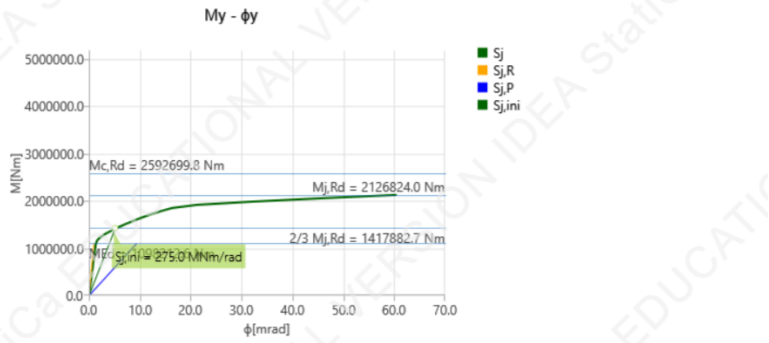


Ilustración 29 Resultados conexión empernada

Mj es el momento resistente de diseño.

Sj es la rigidez rotacional

Φc=Es la capacidad de rotación.

Conexión Soldada

Rigidez Rotacional (Propiedades de la Conexión)	
Momento resistente de diseño	223.76 Ton m
Rigidez rotacional inicial	24707.72 Ton m/rad
Capacidad de rotación (Φc)	100.1 rad
Límite superior de rigidez	119857.4 Ton m/rad
Límite inferior de rigidez	1119867.6 Ton m/rad

Rigidez Rotacional Secante (Bajo Carga de Diseño)	
Momento actuante de diseño (M)	123.35 Ton m
Rigidez secante	84728.22 Ton m/rad
Rotación actual (Φ)	1.3 rad

Conexión empernada

Rigidez Rotacional (Propiedades de la Conexión)	
Momento resistente de diseño	216.88 Ton m
Rigidez rotacional inicial	28042.2 Ton m /rad
Capacidad de rotación (Φc)	60.5 rad
Límite superior de rigidez	119857.4 Ton m/rad
Límite inferior de rigidez	1119867.6 Ton m/rad

Rigidez Rotacional Secante (Bajo Carga de Diseño)	
Momento actuante de diseño (M)	123.45 Ton m
Rigidez secante	83035.5 Ton m/rad
Rotación actual (Φ)	1.3 rad

Cuadro comparativo véase anexo 2.

Análisis zona panel véase anexo 5

Corte conexión soldada

Soldaduras

Ítem	Borde	Xu	t_w [mm]	w [mm]	L [mm]	L_c [mm]	Cargas	F_n [N]	ϕR_n [N]	Ut [%]	Ut_c [%]	Detallado	Estado
Columna-bfl 1	Viga-bfl 1	E80xx	-	-	327.66	-	-	-	-	-	-	Aceptar	OK
Columna-bfl 1	Viga-tfl 1	E80xx	-	-	327.66	-	-	-	-	-	-	Aceptar	OK
Columna-bfl 1	Viga-w 1	E80xx	-	-	506.04	-	-	-	-	-	-	Aceptar	OK
Columna-bfl 1	SHP1	E70xx	-	-	340.08	-	-	-	-	-	-	Aceptar	OK
Columna-bfl 1	RIGIDIZAR1a	E70xx	-	-	160.00	-	-	-	-	-	-	Aceptar	OK
Columna-w 1	RIGIDIZAR1a	E70xx	-	-	319.53	-	-	-	-	-	-	Aceptar	OK
Columna-tfl 1	RIGIDIZAR1a	E70xx	-	-	160.00	-	-	-	-	-	-	Aceptar	OK
Columna-bfl 1	RIGIDIZAR1b	E70xx	-	-	160.00	-	-	-	-	-	-	Aceptar	OK
Columna-w 1	RIGIDIZAR1b	E70xx	-	-	319.53	-	-	-	-	-	-	Aceptar	OK
Columna-tfl 1	RIGIDIZAR1b	E70xx	-	-	160.00	-	-	-	-	-	-	Aceptar	OK
Columna-bfl 1	RIGIDIZAR1c	E70xx	-	-	160.00	-	-	-	-	-	-	Aceptar	OK
Columna-w 1	RIGIDIZAR1c	E70xx	-	-	319.53	-	-	-	-	-	-	Aceptar	OK
Columna-tfl 1	RIGIDIZAR1c	E70xx	-	-	160.00	-	-	-	-	-	-	Aceptar	OK
Columna-bfl 1	RIGIDIZAR1d	E70xx	-	-	160.00	-	-	-	-	-	-	Aceptar	OK
Columna-w 1	RIGIDIZAR1d	E70xx	-	-	319.53	-	-	-	-	-	-	Aceptar	OK
Columna-tfl 1	RIGIDIZAR1d	E70xx	-	-	160.00	-	-	-	-	-	-	Aceptar	OK

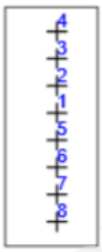
Resultado detallado para Columna-bfl 1 / Viga-bfl 1

Las soldaduras a tope no se han comprobado. Su resistencia se asume igual a la de la placa conectada.

Resistencia cortante total de la placa = Fy*Ag=126 Ton

Corte conexión empernada

Tornillos pretensados

Forma	Ítem	Calidad	Cargas	F_t [N]	V [N]	$\phi R_{n,deslizamiento}$ [N]	Ut_t [%]	Ut_s [%]	Detallado	Estado
	B1	Edición de 5/8 A325	LE1	1075.5	5833.5	42457.5	1.2	13.7	Aceptar	OK
	B2	Edición de 5/8 A325	LE1	2937.5	12487.0	41619.6	3.2	30.0	Aceptar	OK
	B3	Edición de 5/8 A325	LE1	4981.4	21865.0	40699.8	5.4	53.7	Aceptar	OK
	B4	Edición de 5/8 A325	LE1	8828.1	36183.0	38968.8	9.6	92.9	Aceptar	OK
	B5	Edición de 5/8 A325	LE1	455.9	5567.7	42736.3	0.5	13.0	Aceptar	OK
	B6	Edición de 5/8 A325	LE1	1697.2	13113.3	42177.7	1.8	31.1	Aceptar	OK
	B7	Edición de 5/8 A325	LE1	3432.5	24353.2	41396.8	3.7	58.8	Aceptar	OK
	B8	Edición de 5/8 A325	LE1	3858.1	40388.2	41205.3	4.2	98.0	Aceptar	OK

Resistencia cortante total= 33.78 Ton

4.2 Análisis y discusión de resultados

Cabe aclarar que el análisis de la zona panel se tomó del manual de diseño de la AISC, de ahí se tomaron las cargas presentes en la columna, así como el diseño del pandeo lateral torsional, véase anexo 4.

En primera instancia es notable que la resistencia a corte en la conexión empernada es muchísimo menor que la resistencia a corte en la conexión soldada, esto se da porque la conexión soldada se hace con una soldadura CJP que según la normativa al hacerse bien deberá tomarse como la resistencia de la placa conectada, además que el análisis de la conexión empernada a fricción se tomó valores limite.

Se puede observar que la capacidad de resistencia a momento en las conexiones soldadas como empernadas son prácticamente iguales, esto se da porque la normativa no permite el uso de conexiones empernadas en la unión entre las alas de la viga y la columna, es decir que, si bien la conexión es empernada a corte, la misma es soldada a momento y por tanto comparten comportamiento.

El analisis en IdeaStatica demostró que la rótula plástica se forma en la seccembargo,ucida, si vemos los gráficos con colores veremos que existe una concentración de esfuerzos a modo de fusible, es decir que se esperan y deben presentarse dichos esfuerzos, también se notara que la zona más afectada es la columna donde existe la mayor concentración de esfuerzos, más específicamente la zona panel esto se da porque el software considera un análisis tridimensional

que da mayores certezas que el análisis bidimensional hecho por la normativa: es decir que los momentos se están concentrando en la columna y no en la sección reducida, sin embargo esto no quiere decir que la columna falle o que el diseño este errado sino que solo demuestran que los elementos no se deforman de manera uniforme y por tanto al tener un alma muy delgada absorbe deformaciones plásticas de manera acumulativa.

Capítulo 5 conclusiones y recomendaciones

5.1 Conclusiones

Se demostró que la metodología de diseño para la conexión precalificada RBS según la norma AISC 358 garantiza un comportamiento dúctil de la estructura. Al desplazar la rótula plástica lejos de la cara de la columna, la demanda de momento se reduce significativamente respecto a la capacidad de la viga, cumpliendo rigurosamente con los límites de distorsión de piso establecidos por la NEC-SE-DS.

El diseño de la junta empernada bajo la condición de crítica al deslizamiento resultó en un incremento del doble en el número de pernos requeridos en comparación con un diseño simple por aplastamiento. Esto se debe a las altas exigencias de pretensión mínima requeridas para mitigar el desplazamiento relativo en las uniones sismorresistentes ante inversiones de carga.

Aunque la conexión soldada presentó un costo menor en adquisición de insumos mecánicos en el contexto ecuatoriano, la conexión empernada optimiza los tiempos de montaje en obra y la nula dependencia de mano de obra altamente calificada, minimizando los rechazos en fases de fiscalización gracias a la facilidad de inspección del torque, además no se nota ninguna diferencia insalvable para la preferencia por una conexión empernada o soldada sobre otra; en el medio local la decisión solamente dependerá de preferencia por parte del diseñador.

Si vemos una comparativa entre ambas conexiones veremos que los valores son muy similares, teniendo resistencias al momento prácticamente igual, sin embargo, hay una diferencia clara y es la capacidad de rotación, esta capacidad es la forma en como las conexiones se deforman sin romperse, vemos que la conexión soldada tiene una capacidad a la rotación mayor frente a la empernada (de alrededor del 40%) , esta capacidad sirve a modo de fusible es decir que ante un sismo severo las vigas y las conexiones incursionan en el rango plástico para absorber la energía, al tener menor capacidad a la rotación la conexión no podrá valga la redundancia "girar" es decir que: acumula tensiones y podría llegar a sufrir una falla antes de lo esperado, si por alguna razón se decidiera en un mismo edificio diseñar conexiones con diferentes capacidad a la rotación podría generarse que la conexión con poca capacidad falle antes, no permitiendo que la estructura desarrolle un mecanismo global de falla (viga débil columna fuerte), esta diferencia también es notada en la rigidez inicial de ambas conexiones, vemos claramente como la conexión soldada es menos rígida que la conexión empernada y por consecuencia se reduce la capacidad a esta deformación plástica y por tanto se reduce la capacidad a la rotación, entonces podemos asegurar que la conexión empernada en un inicio es más firme es decir que se deformará menos ante cargas de servicio, sin embargo, se volverá más fragil ante deformaciones extremas (véase anexo 2).

Los resultados obtenidos por Idea Statica fueron superiores de los calculados, es decir que los resultados sugieren que la conexión tiene más resistencia que la calculada en primera instancia por un cálculo manual, esto se debe a que el software toma en cuenta que la redistribución de esfuerzos por plastificación otorgan al nudo una resistencia significativamente mayor que la presentada, lo que insinúa que se podría optimizar el diseño de la conexión.

5.2 Recomendaciones

Se recomienda a los diseñadores estructurales locales exigir en los planos de construcción el tipo de preparación de la superficie de contacto para conexiones empernadas sismorresistentes (limpieza con chorro de arena para garantizar superficies Clase A o B). Diseñar una conexión como crítica al deslizamiento sin verificar el estado de la superficie en obra anula la validez analítica del diseño.

En proyectos donde se opte por conexiones completamente soldadas en obra, es imperativo presupuestar e implementar un plan estricto de Ensayos No Destructivos (END), específicamente Ultrasonido (UT) en soldaduras de ranura de penetración completa (CJP), debido a la alta vulnerabilidad de estas juntas ante defectos internos bajo solicitaciones sísmicas cíclicas.

Se sugiere ampliar esta investigación realizando un análisis de ciclo de vida o de costos indirectos detallado, evaluando el impacto financiero del uso de softwares de análisis avanzado por elementos finitos (como el método CBFEM) frente a los métodos de cálculo analíticos tradicionales de la AISC, con el fin de estandarizar memorias de cálculo más eficientes para la ingeniería estructural en el país.

Se recomienda a las entidades de control y revisión de planos en el país (como los colegios de ingenieros o municipios) aceptar y promover las memorias de cálculo validadas por elementos finitos no lineales. Limitar la revisión estrictamente a las fórmulas analíticas tradicionales de la NEC o AISC impide la optimización de material en nudos complejos que, de acuerdo con la simulación tridimensional, operan con amplios márgenes de seguridad

Como último se recomienda un análisis de calidad y seguimiento constante, comparándolo entre ambos tipos de conexiones, ya que en la realidad ecuatoriana estas comprobaciones pueden

llegar a ser muy costosas por lo que en un proyecto real la eficiencia o costo de estas necesidades pueden llegar a ser un factor decisivo en la elección de una conexión sobre otra (véase anexo 3).

Bibliografía

-Comportamiento de conexiones de marcos de acero ante demandas sísmicas. Revista de Ingeniería Sísmica, 103, 37-55. https://doi.org/10.18867/ris.103.562

-Hidalgo Robalino, D. H., & Criollo Machuca, M. A. (2020). Análisis comparativo técnico-económico de tres tipos de conexiones precalificadas en edificios residenciales de acero (Tesis de grado). Universidad Nacional de Chimborazo, Riobamba, Ecuador.

-IDEA StatiCa (2026). Software for structural design and code-check of joints, cross sections, beams and other details. Recuperado de https://www.ideastatica.com),

-McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2012). Diseño de Estructuras de Acero. Pearson Educación.

-Veritasium en español. (2025, 10 mayo). La Decisión Definitiva Que Salvó Miles de Vidas en Nueva York [Vídeo]. YouTube. https://www.youtube.com/watch?v=HE7i4A-5rpg

- Brockenbrough, R. L., & Merritt, F. S. (1997). Manual de diseño de estructuras de acero.

-Borrallo-Jiménez, M. (1998). El acero como material estructural. Ventajas e inconvenientes. Re. Revista de Edificación, 27, 109-113

-American Institute of Steel Construction [AISC]. (2016). Specification for Structural Steel Buildings (AISC 360-22). Chicago, IL: AISC. American Institute of Steel Construction [AISC]. (2022).

-Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (AISC 341-22). Chicago, IL: AISC. American Institute of Steel Construction [AISC]. (2022).

-RODRÍGUEZ, M. F. D. D. C., & SOLÍS, M. A. R. ACEROS, ESTRUCTURAS Y ACEROS, ESTRUCTURAS Y TRATAMIENTOS TÉRMICOS.

-Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications (AISC 358-22). Chicago, IL: AISC.

-Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda [MIDUVI]. (2022). Norma Ecuatoriana de la Construcción: Estructuras de Acero (NEC-SE-AC). Quito, Ecuador: MIDUVI.

Anexos

Anexo 1 Limites de precalificación

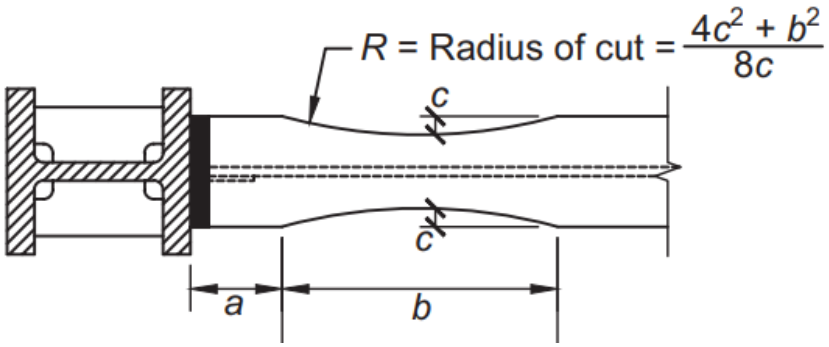


Ilustración 30 Capitulo 5.3.1 AISC Prequalified Connections

Se utilizará la fórmula de la AISC 358 para el cálculo del radio de corte.

$R=4c2+b^28c$

Los valores de a, b y c, nos lo dio el ejemplo de la AISC como se ve en la siguiente imagen:

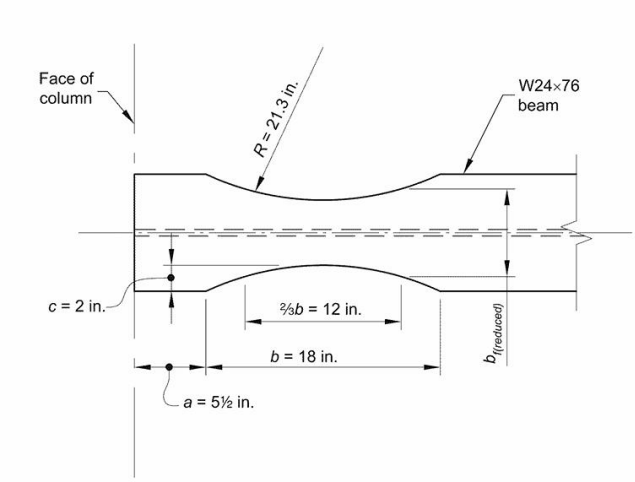


Ilustración 31 Initial RBS detail for Examples 4.3.3 and 4.3.6.(Como se cita en AISC-Manual Design)

$$a = 5.5\ in = 13.97\ cm$$

$$b = \ 18\ in = \ 45.72\ cm$$

$$c = 2\ in = \ 5.08\ cm$$

Límites de valores a,b,c

$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf}$$

$$11.42\ cm \leq 13.97\ cm \leq 17.13\ cm$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d$$

$$39.46\ cm \leq 45.72\ cm \leq 51.60\ cm$$

$$0.1bbf \leq c \leq 0.25bbf$$

$$2.28\ cm \leq 5.08\ cm\ \leq 5.71\ cm$$

Limites viga

Alas de la viga

$$R = 4c2 + b^2 8c = 45.082 + (45.72)^2 8(5.08) = 53.975cm$$

$$bf, RBS = 2R - c + bf - 2R2 - b32$$

$$bf, RBS = 253.975 - 5.08 + 22.8346 - 253.9752 - 45.7232$$

$$bf, RBS = 17.07cm$$

$$\lambda f = bf, RBS2tf$$

$$\lambda f = 17.072(1.7272) = 4.94$$

Caso número 7 tabla D1.1b

$$\lambda hd = 0.30ERyFy = 7.35$$

$$\lambda f < \lambda hd$$

Las alas satisfacen los requerimientos para miembros altamente dúctiles

En el caso del alma como la viga no recibe fuerzas axiales la siguiente fuerza por lo tanto el siguiente factor será tomado como 0

$$Ca = \alpha sPrRyFyAg$$

Por tanto, el límite será;

$$\lambda hd = 2.5ERyFy = 59$$

Caso número 11 tabla D1.1b

$$\lambda t = htw = 49$$

$$\lambda t < \lambda hd$$

El alma satisface los requerimientos para miembros altamente dúctiles

Limites columna

Alas de la columna

$$\lambda f = bf2tf$$

$$\lambda f = 39.882(3.33) = 5.99$$

Caso número 7 tabla D1.1b

$$\lambda hd = 0.30ERyFy = 7.35$$

$$\lambda f < \lambda hd$$

Las alas satisfacen los requerimientos para miembros altamente dúctiles

Alma de la columna, se tiene una fuerza de 112.95 Ton

$$Ca = \alpha sPrRyFyAg = 0.0874$$

Como Ca es menor que 0.113 el límite será

$$2.451 - 1.04CaERyFy = 53.1$$

Caso número 13 tabla D1.1b

$$\lambda t = htw = 13.7$$

$$\lambda t < \lambda hd$$

El alma satisface los requerimientos para miembros altamente dúctiles

Anexo 2 Cuadro comparativo de resultados de conexiones.

Parámetro de Evaluación	Conexión Híbrida (Alas Soldadas / Alma Empernada)	Conexión Totalmente Soldada (CJP)	% de Variación	Comentario
Rigidez Rotacional Inicial Ton m/ rad	28042.2	24707.72	11.89%	La conexión totalmente soldada tiene un 11.89% menor rigidez rotacional inicial
Capacidad de Momento Último (Mu) Ton m	223.76	216.88	2.7%	La conexión totalmente soldada tiene un 2.7% mayor resistencia que la empernada
Capacidad de rotación (Φc)	60.5	100.1	39.56%	La conexión Híbrida tiene menor capacidad de rotación frente a la soldada

Anexo 3 Aseguramiento y control de calidad

Parámetro de Control	Componente Soldado (Alas de la Viga)	Componente Empernado (Alma de la Viga / Placas)
Normativa de Referencia	Código de Soldadura Estructural - Acero (AWS D1.1) y especificaciones AISC 360 / AISC 341.	Especificación para Juntas Estructurales usando Pernos de Alta Resistencia (RCSC / AISC 360).
Especificación de Materiales	Electrodos E7018 o alambres ER70S-X / E71T-X (compatibles con el acero base).	Pernos de alta resistencia ASTM A325 o ASTM A490 (o equivalentes métricos ISO).
Ensayos Calificados (Campo/Taller)	1. Inspección Visual (VT): 100% de las juntas. 2. Ensayos No Destructivos (END): Ultrasonido (UT) o Radiografía (RT) en soldaduras de penetración completa (CJP).	1. Inspección Visual: Verificación de la condición de roscas y superficies de contacto. 2. Control de Pretensado: Verificación del torque mínimo requerido.
Método de Verificación	Calibración de equipos de ultrasonido, evaluación de discontinuidades internas (porosidad, escoria, falta de fusión).	Método del giro de la tuerca, uso de arandelas indicadoras de tensión (DTI) o llave de torque/torquímetro calibrado.
Requerimiento de Personal	Requiere obligatoriamente un Inspector de Soldadura Certificado (CWI - AWS).	Cuadrilla de montaje calificada y supervisada por la fiscalización o el residente de obra.
Impacto en Cronograma Local	ALTO. El proceso de soldadura sobre cabeza o vertical en obra es lento. Los ensayos de ultrasonido (UT) paralizan el avance de pisos superiores hasta emitir el reporte físico de aprobación.	BAJO A MODERADO. El ensamble es de alta velocidad. Los pernos se pre-instalan y el torque final se aplica de forma secuencial sin detener el flujo general de la obra.
Sensibilidad Económica (Ecuador)	CRÍTICO. Aunque la mano de obra del soldador local es accesible, el costo por junta ensayada con END (CWI + equipos de ultrasonido calibrados) eleva exponencialmente el costo indirecto del proyecto.	FAVORABLE. El costo principal radica en la adquisición del perno certificado, pero se compensa drásticamente al eliminar los tiempos muertos de control de calidad y ensayos en obra.

Anexo 4 Zona panel y pandeo lateral torsional

Según la AISC 341-22, se debe comprobar la zona panel en relación con la AISC 360-22 J.10.6

$$LRFD: \Phi = 0.90$$

Tenemos dos casos, cuando se considera que la deformación inelástica de la zona panel no se considera en el análisis de estabilidad del pórtico y cuando si se considera.

Caso 1 cuando no se considera.

$$\alpha P_r \leq 0.4 P_y$$

$ANSI/AISC$ 360 $Eq.$ J10-9

$$R_n = 0.60\, F_y d_c t_w$$

$$P_r \alpha P_r > 0.4 P_y$$

$ANSI/AISC$ 360 $Eq.$ J10-10

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \left(1.4 - \frac{\alpha P_r}{P_y}\right)$$

Caso 2 cuando se considera

$$\alpha P_r \leq 0.75 P_y$$

$ANSI/AISC$ 360 $Eq.$ J10-11

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right)$$

$$\alpha P_r > 0.75 P_y$$

$ANSI/AISC$ 360 $Eq.$ J10-12

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right)\left(1.9 - \frac{1.2\alpha P_r}{P_y}\right)$$

Siendo Pr la resistencia axial requerida en este caso la resistencia axial requerida según es 125 ton según el manual de diseño de la AISC.

Py es la resistencia de fluencia axial de la columna

$$P_y = Fy * Ag$$

Fy es de $3515.35 \frac{kg}{cm^2}$ y Ag es $334.1929 cm^2$, como se ve en el capítulo 3.1

α=1 (LRFD)

$$P_y = 1174.81\, Ton$$

Se puede observar que Pr es notablemente menor que Py y se considera el análisis de la zona panel en la estabilidad del pórtico, se tiene entonces, 0.75 Py=881.1

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right)$$

db es el peralte total de la viga en este caso 607mm

tw espesor del alma de la columna en este caso 21.1mm

bcf es el ancho del ala de la columna en este caso 400mm

tcf espesor del ala de la columna en este caso 33.3mm

dc peralte total de la columna en este caso 386 mm

$$R_n = 218.025\, Ton$$

Este valor debe compararse con la demanda cortante que viene de la viga que en este caso es de 37 Ton

$$\phi R_n = 196.22$$

Por tanto, el análisis es satisfactorio

En tanto al pandeo lateral torsional el mismo afecta a las vigas o elementos en flexión

Como tenemos una viga doblemente simétrica y compacta se debe usar el caso F2-2 de la AISC 360-22

El análisis no es necesario y Lb ≤ Lp, en este caso y según el ejemplo de la AISC Lb=2 metros, quiere decir que existe un arriostramiento cada 2 metros o lo que es lo mismo que existe 2 metros de distancia sin arriostramiento.

Se compara si Lp es mayor al Lb, Lp según la AISC 360-22 es igual a:

$ANSI/AISC\ 360\ Eq.$ F2-2

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Según el manual de la AISC el radio de giro ry de la viga W24x76 es de 48.8mm y E es 2.04x10^6

$$L_p = 1.76(4.88cm) \sqrt{\frac{20.4x10\text{^}6 \frac{kg}{cm^2}}{3515.35 \frac{kg}{cm^2}}}$$

$$L_p = 2.05m$$

Por tanto no es necesario el análisis de pandeo lateral torsional.