

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL



**“Evaluación estructural y diseño de conexiones tipo patín soldado sin rigidizar –
alma soldada (WUF-W) bajo contexto del riesgo sísmico del Ecuador”**

AUTOR: Byron Alexis Villagómez Tene

DIRECTOR: Jorge Américo Cisneros Gallegos

Trabajo previo a la obtención del título de:

Ingeniero Civil

QUITO DM, JUNIO DE 2023

DERECHOS DE AUTOR

Yo, Byron Alexis Villagómez Tene, en calidad de autor del presente trabajo de titulación, de conformidad con el artículo 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN, concedo a favor de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador, todos los derechos inherentes a la utilización de este trabajo de integración curricular con los fines que la universidad considere pertinentes.

Declaro que el desarrollo del tema es original en la forma de expresión y no infringe derechos de terceros autores y asumo la responsabilidad por cualquier reclamo que se pudiera producir por esta causa, liberando a la Universidad de toda responsabilidad.

DEDICATORIA

Para mi hija, Amelia...

AGRADECIMIENTO

El camino que he recorrido hasta este punto ha sido arduo y sacrificado, pero he tenido la suerte de contar con el apoyo de personas que no me dejaron solo en los momentos más difíciles de mi vida. Quiero agradecer especialmente al Doctor, que en paz descansa, Juan Francisco Fernández B. por su confianza y haber patrocinado mi carrera. A las personas que empezaron como compañeros de aula o profesores y se han convertido en grandes amigos. Al ingeniero Willy Tapia, que mucho más que un compañero de trabajo y amigo ha sabido ser generoso y compartir conmigo sus conocimientos. Al señor Ingeniero Jorge Cisneros por dirigir este trabajo de integración, por su tiempo, conocimientos, experiencia, consejos y apoyo, pero en especial, quiero agradecer a mi familia. Mis padres por su apoyo incondicional, por los valores que me inculcaron y me han hecho ser quien soy. A quien se convirtió en mi más grande apoyo, Gabriela Rivera, por toda la entrega y cariño hacia mí y mi hija. A mi compañera de toda la vida, mi cómplice y mejor amiga, mi hermana y a mi motor, mi pequeña hija Amelia por darme la mejor razón para seguir esforzándome cada día.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA	I
AGRADECIMIENTO.....	II
ÍNDICE DE CONTENIDOS	III
ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
ÍNDICE DE TABLAS	VII
RESUMEN	XI
CAPÍTULO I: GENERALIDADES	- 1 -
1.1 Planteamiento del problema.....	- 1 -
1.2 Justificación	- 1 -
1.3 Objetivos.....	- 1 -
1.3.1 Objetivo general	- 2 -
1.3.2 Objetivos específicos.....	- 2 -
1.4 Antecedentes	- 2 -
1.5 INTRODUCCIÓN	- 3 -
1.6 ALCANCE.....	- 4 -
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO	- 5 -
2.1 Definición de Conexión	- 5 -
2.2 Ventajas de la soldadura	- 5 -
2.3 Conexión tipo WUF-W (Welded Unreinforced Flange – Welded Web)	- 5 -

2.4 Criterios de diseño (ANSI/AISC 358, 2018)	- 7 -
2.4.1 Limitaciones para la viga:	- 7 -
2.4.2 Limitaciones para la columna:	- 7 -
2.4.3 Límite de relación de parámetros de columna y viga:	- 8 -
2.5 Procedimiento de diseño.	- 9 -
2.6 Riesgo Sísmico para el diseño de estructuras	- 10 -
2.7 Peligro sísmico de diseño	- 11 -
2.8 Definición de la Carga Sísmica y espectro de diseño	- 11 -
2.8.1 El factor de zona sísmica Z:	- 11 -
2.8.2 El tipo de suelo donde se encuentra la estructura.....	- 12 -
2.8.3 La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo Fa, Fd, Fs.....	- 13 -
2.8.4 Espectro Elástico Horizontal de Diseño en Aceleraciones	- 14 -
2.9 Método de los componentes (MC).....	- 16 -
2.9.1 Clasificación de la conexión	- 17 -
2.9.2 Identificación de los componentes activos dentro de la articulación en estudio para articulaciones que conectan secciones tipo H o I.....	- 25 -
2.9.3 Diseño de la resistencia.	- 27 -
CAPÍTULO 3: DISEÑO DE LA CONEXIÓN	- 43 -
3.1 Contexto de diseño.....	- 43 -
3.2 Propiedades físico-mecánicas de los elementos	- 43 -

3.3 Definición del módulo plástico de las secciones (viga y columna).....	- 44 -
3.4 Cortante y momento esperados en rótula plástica	- 45 -
3.5 Chequeo de criterio “Columna fuerte-Viga débil”	- 46 -
3.6 Estados límite para la columna, viga y placa de cortante:	- 47 -
3.6.1 Fuerza transferida por el patín de la viga.	- 47 -
3.6.2 Chequeo de flexión local del patín.....	- 49 -
3.6.3 Fluencia local del alma.....	- 50 -
3.6.4 Aplastamiento del alma.....	- 52 -
3.6.5 Pandeo lateral del alma	- 53 -
3.6.6 Pandeo del alma comprimida.	- 54 -
3.6.7 Corte en la zona de panel	- 55 -
3.7 Diseño de agujeros de acceso a soldadura	- 56 -
3.8 Diseño de placa de cortante	- 58 -
3.8.1 Longitud mínima de placa de cortante	- 58 -
3.8.2 Estado límite para la placa de cortante.....	- 59 -
3.9 Diseño de soldaduras	- 60 -
3.9.1 Soldadura de patines de viga a alma de columna.....	- 60 -
3.9.2 Soldadura de placa de cortante a patín de columna	- 60 -
3.9.3 Soldadura de placa de cortante a alma de viga.....	- 60 -
CAPÍTULO 4: MÉTODO DE LOS COMPONENTES.....	- 65 -
4.1 Identificación de los componentes activos en la junta.....	- 65 -

4.2 Evaluación de características de elementos básicos.	- 67 -
4.2.1 Alma de columna en corte.....	- 67 -
4.2.2 Alma de columna en compresión transversal.....	- 69 -
4.2.3 Alma de columna en tensión transversal.....	- 71 -
4.3 Tabla de resultados de componentes básicos.....	- 72 -
4.4 Rigidez rotacional inicial de la conexión. (Eurocode 3, 1-8, 2005) 6.3	- 72 -
4.5 Momento resistente de diseño $M_{j,Rd}$	- 73 -
4.6 Curva Momento-Rotación de la conexión	- 73 -
4.6.1 Puntos característicos de la curva:	- 73 -
4.7 Tipo de conexión según la rigidez	- 75 -
CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE RESULTADOS	- 77 -
5.1 Presentación de resultados	- 77 -
5.1.1 Diseño de la conexión	- 77 -
5.1.2 Método de los componentes.....	- 78 -
5.2 Análisis de resultados	- 79 -
CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	- 79 -
6.1 Conclusiones.....	- 79 -
6.2 Recomendaciones	- 80 -
Bibliografía.....	- 82 -

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1 Esquema de conexiones Pre y Post Northridge (elaborado por el autor) - 3 -	- 3 -
Ilustración 2 Detalles generales de la conexión alma de viga a aleta de columna (ANSI/AISC 358, 2018)_____	- 6 -
Ilustración 3 Detalles generales de la conexión alma de viga a aleta de columna (ANSI/AISC 358, 2018)pg71_____	- 8 -
Ilustración 4 Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z (NEC-SE-DS, 2014)_____	- 12 -
Ilustración 5 Espectro Elástico Horizontal de Diseño en Aceleraciones (NEC-SE-DS, 2014)_____	- 14 -
Ilustración 6 Clasificación de las juntas por su rigidez (Eurocode 3, 1-8, 2005)___	- 21 -
Ilustración 7 Conexiones de resistencia total (Eurocode 3, 1-8, 2005) _____	- 22 -
Ilustración 8 Fuerzas y momentos en la conexión (Eurocode 3, 1-8, 2005) _____	- 23 -
Ilustración 9 Fuerzas y momentos actuantes en el panel del alma en la conexión (Eurocode 3, 1-8, 2005) _____	- 23 -
Ilustración 10 Modelado de la articulación (Eurocode 3, 1-8, 2005)_____	- 24 -
Ilustración 11 Diseño característico de momento-rotación para la articulación (Eurocode 3, 1-8, 2005) _____	- 25 -
Ilustración 12 Componentes básicos de una junta (Eurocode 3, 1-8, 2005) _____	- 27 -
Ilustración 13 Centro de compresiones, brazo de palanca "Z" y distribución de fuerzas para definir la resistencia a momento de diseño (Eurocode 3, 1-8, 2005) _____	- 29 -
Ilustración 14 Factor de reducción ω para interacción con corte (Eurocode 3, 1-8, 2005)-	31 -

Ilustración 15 compresión transversal de una columna sin rigidizar (Eurocode 3, 1-8, 2005)	- 32 -
Ilustración 16 Esquema de nodo (elaborado por el autor)	- 43 -
Ilustración 17 Esquema general de secciones (elaborado por el autor)	- 44 -
Ilustración 19 esquema de estados límite en la conexión (elaborado por el autor)	- 47 -
Ilustración 20 Resistencia requerida para estados límite de columna (elaborado por el autor)	- 48 -
Ilustración 21 Esquema de fluencia local de patín (elaborado por el autor)	- 49 -
Ilustración 22 Esquema de fluencia local del alma (alaborado por el autor)	- 50 -
Ilustración 23 Esquema k, lb de conexión (elaborado por el autor)	- 51 -
Ilustración 24 Esquema de aplastamiento del alma (elaborado por el autor)	- 52 -
Ilustración 25 Esquema de corte en zona de panel (elaborado por el autor)	- 55 -
Ilustración 26 Esquema de parámetros geométricos para acceso a soldadura (elaborado por el autor)	- 57 -
Ilustración 27 Esquema de agujero para soldadura (elaborado por el autor)	- 58 -
Ilustración 28 Geometría placa de cortante (elaborado por el autor)	- 59 -
Ilustración 29 Esquema de soldadura placa de cortante (elaborado por el autor)	- 61 -
Ilustración 30 Esquema final de conexión (elaborado por el autor)	- 64 -
Ilustración 31 Esquema de componentes básicos de conexión. Orden de coeficientes de rigidez. (elaborado por el auor)	- 65 -
Ilustración 32 Modelo de resortes para una conexión soldada sin rigidizar (Jaspart, J.P.; Steenhuis, M.; Anderson, D., 1998)	- 66 -

Ilustración 33 Dimensiones y ejes de las secciones (Eurocode 3, 1-1, 2005) _____ - 68 -

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada (NEC-SE-DS, 2014).....	- 12 -
Tabla 2 Tipo de suelo y factores de sitio Fa (NEC-SE-DS, 2014).....	- 13 -
Tabla 3 Tipo de suelo y factores de sitio Fd (NEC-SE-DS, 2014).....	- 13 -
Tabla 4 Tipos de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs (NEC-SE-DS, 2014).....	- 14 -
Tabla 5 Valor del coeficiente Ψ (Eurocode 3, 1-8, 2005)	- 19 -
Tabla 6 Juntas con conexiones soldadas (Eurocode 3, 1-8, 2005)	- 19 -
Tabla 7 Coeficientes de rigidez para componentes Básicos (Eurocode 3, 1-8, 2005)-	20 -
Tabla 8 Valores aproximados para el parámetro de transformación β (Eurocode 3, 1-8, 2005).....	- 20 -
Tabla 9 coeficientes de rigidez para componentes básicos de una conexión (Eurocode 3, 1-8, 2005)	- 34 -
Tabla 10 Rango de validez para conexiones soldadas entre miembros de sección I o H (Eurocode 3, 1-8, 2005).....	- 36 -
Tabla 11 Máxima relación ancho-espesor para elementos en compresión. (Eurocode 3, 1-1, 2005)	- 38 -
Tabla 12 Máxima relación ancho-espesor para elementos en compresión continuación. (Eurocode 3, 1-1, 2005).....	- 39 -
Tabla 13 Propiedades físico-mecánicas de los elementos	- 43 -
Tabla 14 Mósulo plástico de sección de viga	- 45 -

Tabla 15 Módulo plástico de sección de columna.....	- 45 -
Tabla 16 Parámetros de geometría agujero de acceso (manual de construcción antisísmica AISC tabla	- 57 -
Tabla 17 Coeficiente C tabla 8-8 /AISC/Manual, 2012).....	- 62 -
Tabla 18 Coeficientes de rigidez a tomarse en cuenta en la conexión (Eurocode 3, 1-8, 2005).....	- 66 -
Tabla 19 Componentes básicos de una junta (Eurocode 3, 1-8, 2005)	- 67 -
Tabla 20 Compilación de resultados para componentes básicos	Error! Bookmark not defined.
Tabla 21 Coeficiente Ψ (Eurocode 3, 1-8, 2005)	- 74 -
Tabla 22 Puntos característicos de diagrama Momento-Rotación	Error! Bookmark not defined.

RESUMEN

El diseño sismo resistente es de primordial importancia en zonas de alto riesgo sísmico como nuestro país. Algunas normativas internacionales como el Eurocódigo, la AISC (American Institute of Steel Construction), la AWS (American Welding Society), describen procedimientos para generar conexiones en estructuras metálicas que posean características antisísmicas con las que podamos maximizar los factores de seguridad en nuestras construcciones.

En el presente trabajo, se diseña una conexión para un edificio ubicado en la ciudad de Manta-Ecuador de tipo patín soldado sin rigidizar – alma soldada (WUF-W) considerando la aceleración sísmica que proporciona la zona mencionada, siguiendo la normativa internacional vigente y guías de apoyo como las provisiones sísmicas del AISC 341 y especificaciones del AISC 360 para posteriormente determinar su rigidez y obtener su diagrama Momento-Rotación basados en normativas como diseño de estructuras del Eurocódigo 3 parte 1-1 y diseño de juntas del Eurocódigo 3 parte 1-8.

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1 Planteamiento del problema

En nuestro país, posterior a la revolución industrial las construcciones en acero han venido en crecimiento. Según (McCormac & Csernak, 2013), el acero es uno de los materiales más versátiles. Junto con su alta resistencia y poco peso, la facilidad de fabricación y montaje lo convierte en un material muy atractivo para la construcción. Típicamente las uniones entre elementos son de tipo soldados, esto supone fallas fácilmente predecibles por la fragilidad que esto produce en los elementos. La evaluación estructural y diseño de conexiones tipo patín soldado sin rigidizar – alma soldada (WUF-W) siguiendo la normativa AISC 358 y guías de apoyo bajo contexto del riesgo sísmico del Ecuador, nos permitirá tener una resistencia y ductilidad controlada de la estructura.

1.2 Justificación

Debido al alto riesgo sísmico de la zona en la que se encuentra emplazado nuestro país y la creciente demanda de estructuras de acero por su versatilidad y alto rendimiento en tiempo y espacios, es de vital importancia que estas sean realizadas bajo estrictos procesos y criterios técnicos desde su concepción que garanticen la seguridad del usuario.

Como en toda estructura, las conexiones entre elementos es uno de los puntos más sensibles al momento de evaluar el desempeño integral y, por lo tanto, su diseño debe estar técnicamente sustentado para maximizar los factores de seguridad de la estructura basándose en normativas vigentes.

1.3 Objetivos

Realizar la Evaluación estructural y diseño de conexiones tipo patín soldado sin rigidizar – alma soldada (WUF-W) bajo contexto del riesgo sísmico del Ecuador

1.3.1 Objetivo general

Diseñar una conexión tipo WUF-W y determinar su desempeño estructural en un edificio sometido a cargas sísmicas en el Ecuador.

1.3.2 Objetivos específicos

- Desarrollar los conceptos teóricos que permitirán analizar y diseñar las conexiones mencionadas
- Diseñar la conexión utilizando guías de aplicación y normativa internacional
- Obtener la curva momento-rotación para esta conexión

1.4 Antecedentes

El 17 de enero de 1994 se produjo un sismo de magnitud 6.7 en la ciudad de Northridge-California que derivó en la pérdida de decenas de vidas, así como el colapso de una gran cantidad de estructura civil (Telemundo 52, 2019). Luego de los análisis realizados a las estructuras se pudo evidenciar en el caso particular de las estructuras de acero a base de marcos resistentes a momentos, que presentaban fallas frágiles en las soldaduras de uniones viga-columna. Según (Breneau, Chia-Ming, & Sabelli, 1998) previo al sismo de Northridge, las conexiones se realizaban soldando totalmente el ala de la viga a la columna y apernando el alma utilizando una barra en el ala inferior de la viga provocando que el cortante de la viga no se transmita enteramente por el alma. Posteriormente a este sismo, se utiliza una placa de cortante para el alma de la viga y se utilizan pernos únicamente para fines de montaje, eliminando la barra inferior.

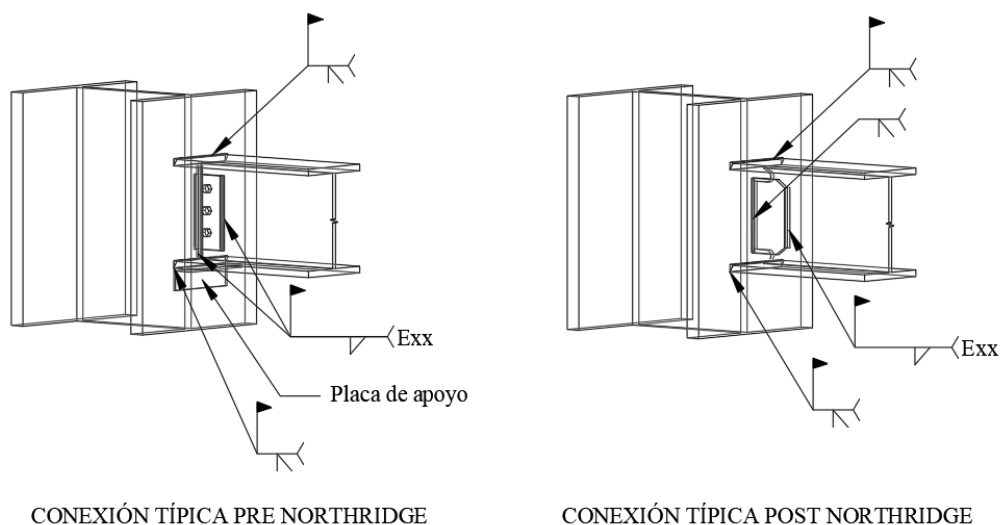


Ilustración 1 Esquema de conexiones Pre y Post Northridge (elaborado por el autor)

1.5 INTRODUCCIÓN

El diseño de una conexión precalificada tipo WUF-W está contemplada en el capítulo 8 de la norma AISC 358, basada en las provisiones sísmicas definidas en la norma AISC 341 y apoyada en las especificaciones para construcción en acero de la AISC 360. De esta manera y junto con documentos de apoyo, se realiza el análisis y diseño estructural para una conexión tipo WUF-W (Welded Unreinforced Flange-Welded Web) resistente a momento de un sistema SMF (Special Moment Frame), para un edificio ubicado en la ciudad de Manta, tomando en cuenta las aceleraciones por sismicidad aplicadas a la estructura dentro de esta zona. Se cuenta previamente con el modelo matemático de la estructura realizado y calibrado en el software de diseño estructural ETABS desde el cual se obtendrán las cargas aplicadas en el nudo de estudio.

Posteriormente el análisis y diseño de la conexión se basa en la determinación de los requerimientos y demandas a las cuales estaría sujeta la estructura en un marco de sismicidad y la determinación de los estados límites de los elementos acoplados para comprobar de esta manera el desempeño de la conexión.

Se realizará también el diagrama Momento-Rotación de la conexión basado en el método de los componentes para determinar la rigidez de la misma, según el Euro Código 1-8 2005.

1.6 ALCANCE

En esta investigación se realizará el diseño estructural de una conexión de elementos metálicos para un edificio ubicado en la ciudad de Manta-Ecuador. Se analizarán las cargas sísmicas que influyen en la conexión tipo WUF-W, de un pórtico, para posteriormente diseñar los elementos de dicha conexión mediante el método de los componentes y obtener su curva de momento-rotación

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1 Definición de Conexión

Según (Eurocode 3, 1-8, 2005) una conexión es aquella zona en la que dos o más miembros metálicos se interconectan. Para propósitos de diseño, es el ensamblaje requerido de componentes básicos para representar el comportamiento durante la transferencia de las fuerzas y momentos relevantes en la conexión. Para una conexión soldada, los elementos de la misma experimentan un proceso de calentamiento hasta un estado plástico o fluido permitiendo que las partes se unan. Esto puede ser con o sin la adición de un tercer material metálico fundido. Según (McCormac & Csernak, 2013), los inicios de esta práctica son indeterminados, pero podría datarse de hace más de 3000 años.

2.2 Ventajas de la soldadura

Existen varias ventajas de las conexiones soldadas sobre otros tipos como las remachadas o atornilladas como son, el ahorro de material de acople como placas, pernos y remaches, así como también la versatilidad de los perfiles metálicos que se pueden utilizar, pues no es tan factible realizar una conexión apernada o remachada por ejemplo en un perfil circular. (McCormac & Csernak, 2013)

Otra gran ventaja es la rigidez que brinda a la estructura debido a que las partes se fusionan directamente unas con otras, esto también supone una consideración adicional al momento de calcular una estructura pues, se podría generar una conexión de baja resistencia a momentos en zonas donde si existan estas fuerzas. (FEMA, 2000)

2.3 Conexión tipo WUF-W (Welded Unreinforced Flange – Welded Web)

Este tipo de conexión es una de las más utilizadas en estructuras resistentes a momentos y que posterior al sismo de Northridge, han evolucionado. Luego de este sismo se pudieron observar que a bajos niveles de demanda plástica, las soldaduras en su mayoría del ala inferior de la viga presentaban fallas frágiles, contrario al comportamiento esperado para este tipo de conexión. Por esto en septiembre de 1994 se crea el proyecto SAC (por sus integrantes) que investigaron el comportamiento sísmico

de los pórticos resistentes a momentos y desarrollaron recomendaciones para la práctica profesional de estructuras de acero. La investigación recopiló literatura, datos de las estructuras afectadas, evaluación estadística de los datos recopilados, estudios analíticos de las estructuras no afectadas y pruebas de laboratorio con muestras de tamaño real de las conexiones pre Northridge con diseños y prácticas de la época, así como también se ensayaron varias reparaciones, mejoras y diseños alternativos para las conexiones. Se ensayaron más de 120 conexiones de escala real con el afán de desarrollar un criterio realista de diseño sismorresistente basado en elementos finitos, investigaciones de mecanismos de fracturas en varias conexiones para analizar la influencia de la configuración de la conexión en su desempeño, la resistencia de los materiales y de las soldaduras (FEMA, 2000).

Esto derivó en una serie de conexiones precalificadas que son configuraciones geométricas que permiten desplazar las deformaciones inelásticas de una manera controlada a una zona en la viga, fuera de la conexión, para disipar la energía de las fuerzas laterales adicionales generadas en un evento sísmico, permitiendo que otros elementos permanezcan en su rango elástico. La WUF-W es una conexión para perfiles tipo I, donde se suelda los patines de la viga al patín de la columna para transferir el momento y la transferencia de la fuerza cortante se da por una placa de cortante soldada en taller al patín de la columna, a la que se suelda el alma de la viga en campo, de aquí su nombre “Patín soldado sin rigidizar – Alma soldada” (ANSI/AISC 358, 2018)

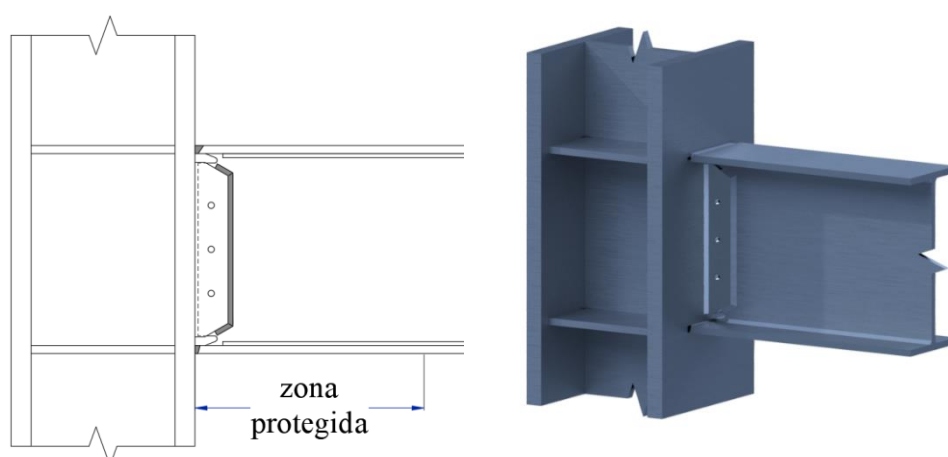


Ilustración 2 Detalles generales de la conexión alma de viga a aleta de columna (ANSI/AISC 358, 2018)

2.4 Criterios de diseño (ANSI/AISC 358, 2018)

Estas conexiones están precalificadas para uso en pórticos resistentes a momentos con capacidad especial (SMF) y moderada (IMF) de disipación de energía (ANSI/AISC 358, 2018).

También tienen limitaciones en cuanto a los perfiles a utilizarse según sigue:

2.4.1 Limitaciones para la viga:

Debe ser miembro laminado de aleta ancha o ensamblados en I según los requisitos siguientes:

- a) Los patines y almas deben tener dimensiones similares a los laminados
- b) El alma deberá estar conectada continuamente con los patines.
- c) El peralte de la viga será menor o igual al de un perfil W920 (933mm)
- d) Su peso no podrá ser mayor a 224Kg/m
- e) El espesor del patín será menor o igual a 1" (25.4mm)
- f) La relación de la luz libre versus el peralte de la viga será:
- g) En sistemas SMF mayor o igual que 7
- h) En sistemas IMF mayor o igual que 5
- i) Se deberá suministrar arriostramiento lateral a las vigas

2.4.2 Limitaciones para la columna:

- a) Las columnas deberán ser de perfiles laminados o ensambladas cumpliendo los criterios de la sección 2.3 de la AISC-358
- b) La viga se debe conectar al patín de la columna
- c) El peralte de la sección de la columna se limita a la sección W902 (933mm) para perfiles laminados. Las columnas conformadas en cajón no deben tener un peralte o ancho mayor a 610mm cuando se ubiquen en pórticos a momentos ortogonales.

2.4.3 Límite de relación de parámetros de columna y viga:

- a) Las zonas de panel deberán cumplir los requisitos de las provisiones sísmicas del AISC
- b) Las relaciones entre momentos de viga y columna serán:
- c) Para sistemas SMF deberá cumplir los requisitos de provisiones sísmicas del AISC. El valor de ΣM_{pb} se deberá tomar igual a $\Sigma(M_{pr}+M_{uv})$, donde M_{pr} se calcula de acuerdo con el Paso 1 de la sección 8.7 (ANSI/AISC 358, 2018) y M_{uv} es el momento adicional debido a la amplificación por la cortante desde la articulación hasta el eje de la columna. M_{uv} se puede calcular como $V_h = \left(\frac{d_c}{2}\right)$ donde V_h es la cortante en la articulación plástica, calculada según el Paso 3 de la sección 8.7 (ANSI/AISC 358, 2018) y d_c es el peralte de la columna.
- d) Para sistemas IMF, la relación entre el momento en la columna y el momento en la viga deberá cumplir los requisitos de las provisiones sísmicas del AISC.

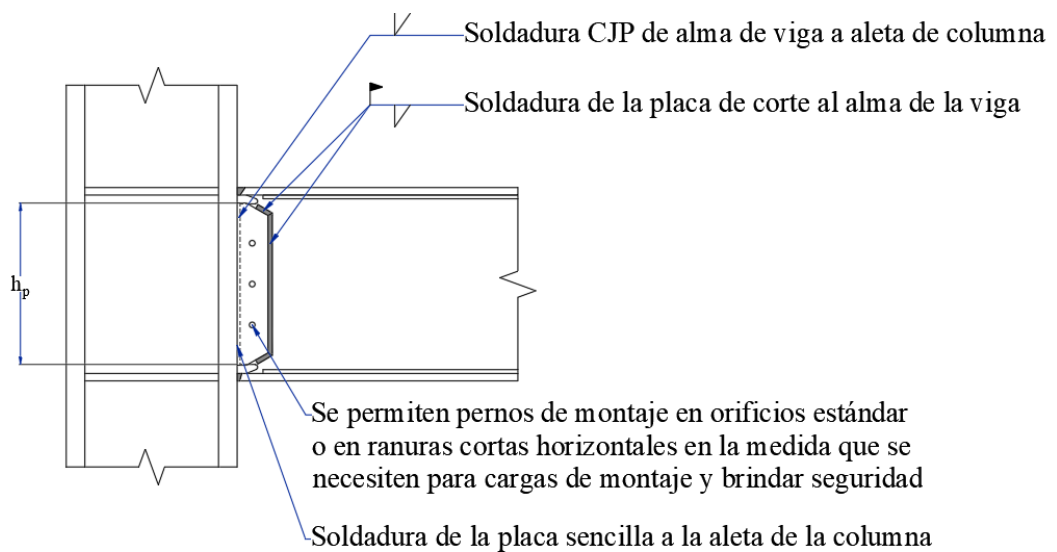


Ilustración 3 Detalles generales de la conexión alma de viga a aleta de columna (ANSI/AISC 358, 2018)pg71

(elaborado por el autor)

Este proceso permite realizar la comprobación columna fuerte-viga débil (SC/WB) provisto en la sección E3.4 de tal manera que se provea una resistencia lateral suficiente a las columnas que permita distribuir las cargas en todos los pisos y se

desarrollen las rótulas plásticas en las vigas generando un sistema capaz de disipar mayor cantidad de energía. (ANSI/AISC 341, 2016)

2.5 Procedimiento de diseño.

Paso 1. Calcular el momento máximo probable (M_{Pr}) en la articulación plástica. El valor de Z_e será igual al valor de Z_x (módulo plástico) de la sección transversal de la viga y el valor de C_{pr} será igual a 1.4

M_{Pr} es el momento que se espera que se desarrolle en la rótula plástica a lo largo del miembro, considerando el valor de resistencia media especificada del material y el endurecimiento por la deformación (ANSI/AISC 358, 2018).

Z_x es el módulo plástico de la sección. Para perfiles tipo I es igual a $A_s \cdot d$, donde A_s es el área de tracción o compresión de la sección del elemento y d , es la distancia entre los centroides de las áreas de tracción y compresión.

C_{pr} es el factor de sobre resistencia debido al endurecimiento por deformación, restricciones locales, reforzamientos adicionales y otras condiciones de la conexión. (NEC, 2014)

Según (FEMA, 2000), todas las estructuras muestran una considerable sobre resistencia sobre los niveles de esfuerzo admisibles de diseño provenientes de decisiones subjetivas de diseño como que las columnas sean más fuertes que lo necesario o de la necesidad de cumplir con las derivas de piso expuestas en los códigos.

R_y es la relación entre el límite elástico esperado del material y el límite elástico mínimo especificado (Eurocode 3, 1-8, 2005)

Paso 2. La articulación plástica se considerará en la cara de la columna, entonces $S_h=0$

Paso 3. Calcular la fuerza cortante, V_h , en cada extremo de la viga donde se ubiquen las rótulas plásticas a partir de un diagrama de cuerpo libre entre estos dos puntos. Se supondrá que el momento en cada articulación es M_{pr} y se incluirán cargas

según la combinación $1.2D+f_1L+0.2G$ que cumple con los requerimientos de la ASCE/SEI 7-16.

Paso 4. Verificar los límites de relación Columna-Viga. Para sistemas SMF la resistencia requerida a cortante de la zona de panel, de acuerdo a las provisiones sísmicas del AISC, deberá determinarse a partir de la sumatoria de los momentos máximos probables en la cara de la columna. El momento máximo probable en la cara de la columna se deberá tomar como M_{pr} , calculado según el Paso 1 (ANSI/AISC 358, 2018). Se deberá proporcionar placas de enchape de ser necesario.

Paso 5. Verificar la resistencia de diseño a cortante de la viga:
La resistencia requerida de la viga, V_u , se deberá tomar igual al mayor de los dos valores de V_h calculados en cada extremo de la viga de acuerdo con el Paso 3.

V_u es el cortante que se produce por el momento máximo probable y las cargas gravitacionales factoradas en la rótula plástica.

Paso 6. Verificar los requisitos de la placa de continuidad de la columna de acuerdo con la sección 2.4.4 (ANSI/AISC 358, 2018). Se deberá proporcionar placas de continuidad cuando sea necesario.

2.6 Riesgo Sísmico para el diseño de estructuras

El riesgo sísmico se refiere a los daños sociales y económicos posteriores a un terremoto que se producen por la falla de las estructuras durante estos eventos.

La (NEC-SE-RE, 2014), enuncia que la mayoría del territorio ecuatoriano está ubicado en una zona de alto riesgo sísmico que se evidencia en registros de los últimos 460 años, donde ciertos terremotos más importantes han destruido ciudades como Riobamba e Ibarra dejando más de 60,000 fallecidos. Cabe mencionar lo recientemente ocurrido en Pedernales-Manabí el pasado 16 de abril de 2016 donde fallecieron 663 personas y alrededor de 6274 personas resultaron heridas como lo menciona (ECUAVISA, 2016).

El riesgo sísmico resulta de la combinación de 3 factores:

- Peligro sísmico, que se refiere a la zona en la que está emplazada una estructura.
- Nivel de exposición
- Vulnerabilidad al daño de las edificaciones, dado por deficiencias en diseño o constructivas, haber sido modificadas en su estructura, haber cambiado su uso contemplado inicialmente en el diseño, etc...

El primero de los 5 ejes que constituyen la base metodológica para la ejecución del estudio del riesgo sísmico según la (NEC-SE-RE, 2014) es la verificación del desempeño sísmico de estructuras previo a la construcción bajo cumplimiento de la (NEC-SE-DS, 2014) en su sección 3

2.7 Peligro sísmico de diseño

De acuerdo con (NEC-SE-RE, 2014) en su sección 3 “Peligro Sísmico del Ecuador y Efectos Sísmicos Locales” la máxima aceleración del suelo o PGA para la zona en análisis es de $Z=0.50$ correspondiente a una zona de muy alto peligro sísmico y con un suelo tipo C.

Para la designación de requerimientos sísmicos, la (ASCE/SEI, 2016) en su capítulo 12, tabla 12.2.1 Coeficientes y factores de diseño de los sistemas antisísmicos nos propone que para nuestro edificio que comprende un sistema SMF de acero, el coeficiente R de modificación de respuesta es igual a 8 y el factor de sobre resistencia es igual a 3 que nos permite definir los patrones de carga para la estructura por sismo.

2.8 Definición de la Carga Sísmica y espectro de diseño

La (NEC-SE-DS, 2014) en su capítulo 3.3 “Componentes horizontales de la carga sísmica: espectros elásticos de diseño, nos define S_a como el espectro de respuesta elástico de aceleraciones, que se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad y consiste en:

2.8.1 El factor de zona sísmica Z:

Representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño en función de la gravedad. Existen 6 zonas sísmicas en Ecuador de acuerdo con el mapa:

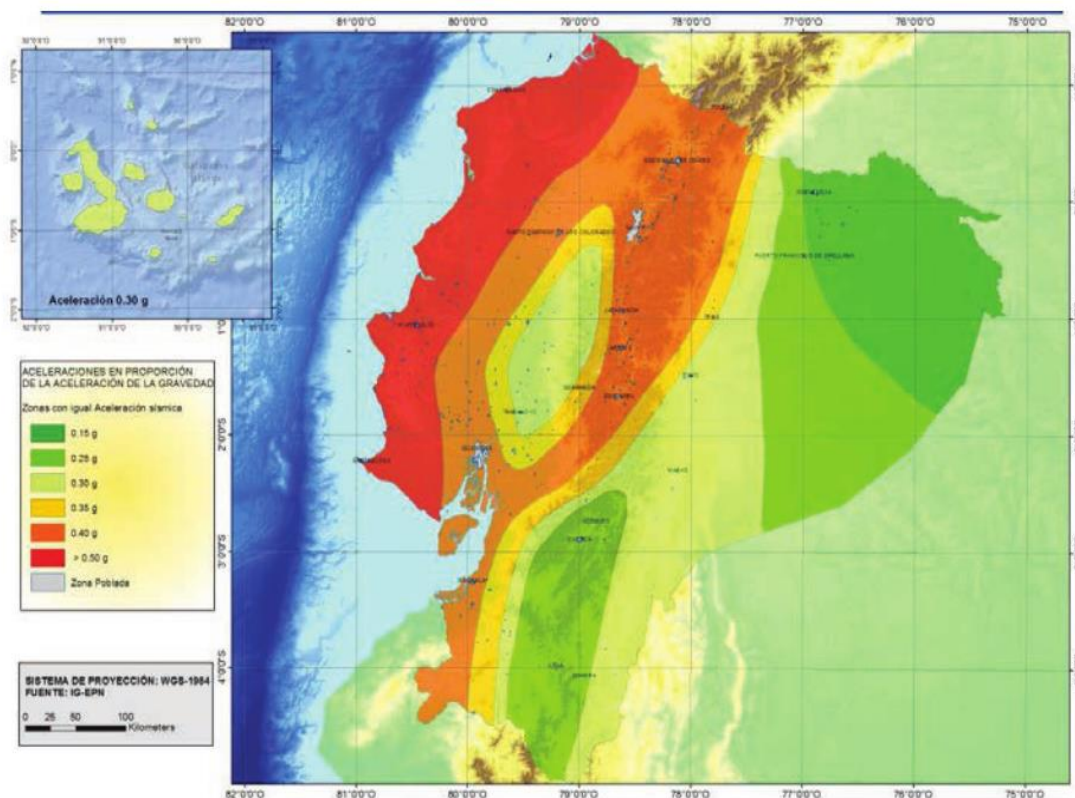


Ilustración 4 Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z (NEC-SE-DS, 2014)

Este resulta del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno de 475 años). (NEC-SE-DS, 2014)

Tabla 1 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada (NEC-SE-DS, 2014)

ZONA SÍSMICA	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

2.8.2 El tipo de suelo donde se encuentra la estructura.

La (NEC-SE-DS, 2014), define 6 tipos de suelo que clasifican en función de los 30m superiores del perfil y los designa con las letras de la A a la F por la calidad del material que los componen de mayor a menor, siendo para estos últimos, criterios diferentes ya que son suelos de propiedades portantes o resistentes muy bajas.

2.8.3 La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d , F_s .

F_a , amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca en función del tipo de suelo y la zona sísmica como se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 2 Tipo de suelo y factores de sitio F_a (NEC-SE-DS, 2014)

Tipo de perfil del suelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1	0.85
F	Ver tabla 2: 10.5.4					

F_a es el coeficiente que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca considerando los efectos de sitio según la tabla:

Tabla 3 Tipo de suelo y factores de sitio F_d (NEC-SE-DS, 2014)

Tipo de perfil del suelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Ver tabla 2: 10.6.4					

F_s es el coeficiente que considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo para los espectros de aceleraciones y desplazamientos según la tabla:

Tabla 4 Tipos de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s (NEC-SE-DS, 2014)

Tipo de perfil del suelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Ver tabla 2: 10.6.4					

Con estos factores se puede determinar el espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.

2.8.4 Espectro Elástico Horizontal de Diseño en Aceleraciones

Se expresa con la simbología S_a según la (NEC-SE-DS, 2014) y representa una fracción de la aceleración de la gravedad para el nivel de sismo de diseño que equivale a una fuerza lateral ejercida sobre la estructura.

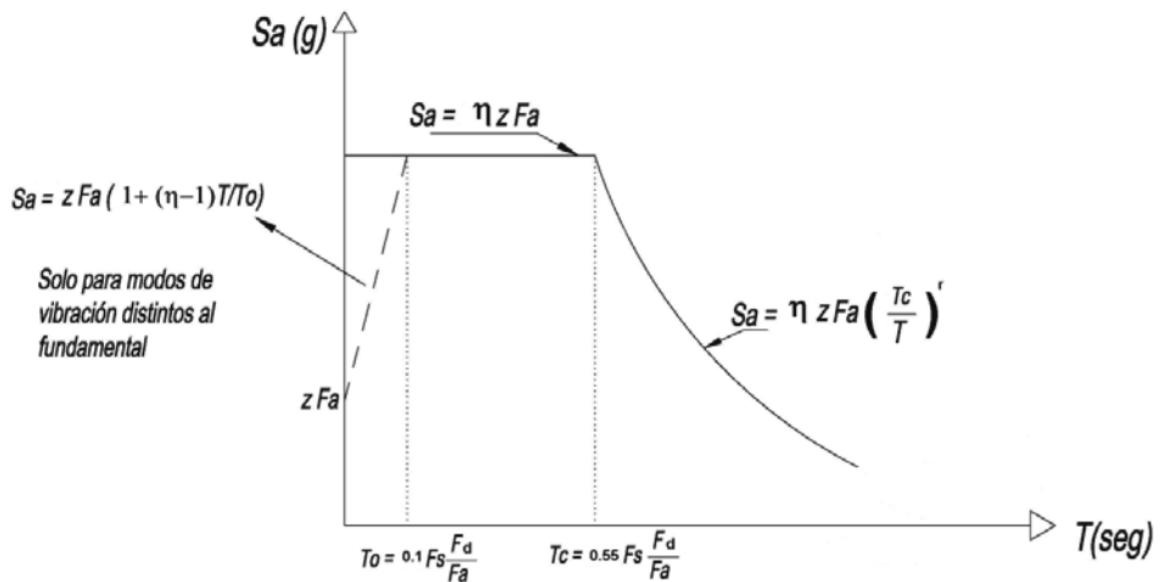


Ilustración 5 Espectro Elástico Horizontal de Diseño en Aceleraciones (NEC-SE-DS, 2014)

Donde:

η razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1s$) y el PGA para el período de retorno seleccionado

T Período fundamental de vibración de la estructura

T_0 Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T_C Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad “g”

Este espectro obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5% y se obtiene mediante las siguientes ecuaciones en 2 rangos del período T:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{Para } 0 \leq T \leq T_C$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_C}{T} \right)^r \quad \text{Para } T > T_C$$

Donde “r” es el factor usado en el espectro de diseño elástico cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto y es igual a 1 para suelos tipo A-D y 1.5 para suelos tipo E.

η se definió a partir de las curvas de peligro sísmico y varía dependiendo de la región del Ecuador, obteniéndose los siguientes valores:

$$\eta = 1.80 \text{ Para provincias de la costa excepto Esmeraldas}$$

$$\eta = 2.48 \text{ Provincias de la sierra, Esmeraldas y Galápagos}$$

$$\eta = 2.60 \text{ Provincias del Oriente}$$

Los límites del período de vibración se obtienen de las siguientes expresiones:

$$T_C = 0.55F_S \frac{F_d}{F_a} \quad ; \quad T_L = 2.4F_d$$

2.9 Método de los componentes (MC)

El método de los componentes según (Gil-Martin, L.M.; Hernandez-Montes, E., 2020), permite considerar la flexibilidad de las juntas dentro del rendimiento de la estructura metálica. En el MC cada foco de deformación de las juntas se modela como un resorte (componente) cuyo comportamiento puede ser elastoplástico o rígidoelástico y se pueden ensamblar en un solo modelo mecánico. Este método requiere una caracterización previa de cada componente de las juntas, según su relación fuerza-deformación y la forma en que se encuentran ensamblados.

Normalmente los diseños de los miembros conectados, desprecian la fuerza axial del elemento conectado al ser innecesaria la distinción entre flexión y fuerza axial o solo flexión como se han comprobado en recientes investigaciones en elementos de concreto armado según (Gil-Martin, L.M.; Hernandez-Montes, E., 2020). El MC incorpora el efecto de la fuerza axial a la flexión en las juntas, siempre y cuando esta no supere el 5% de la capacidad axial de la sección transversal de la viga en el caso de las juntas viga-columna soldadas y las placas extremas de juntas semi rígidas.

Según (Jaspart, J.P.; Steenhuis, M.; Anderson, D., 1998), el método de los componentes es una herramienta general para la caracterización de las propiedades mecánicas de las juntas estructurales y puede ser presentado como una aplicación del Método de los Elementos Finitos para el cálculo de una junta estructural. De acuerdo con este autor, generalmente una junta es considerada como un todo y así se realiza el análisis, no obstante, la originalidad del MC es considerar las juntas como un conjunto de componentes básicos individuales, cada uno de los cuales poseen sus propios niveles de resistencia y rigidez mientras se encuentran sometidas a tensión, compresión o corte.

Cada uno de estos componentes poseen sus propias características y esfuerzos y pueden dar lugar a interacciones que disminuyan la resistencia de cada componente individual. Dicha interacción modifica la forma de la curva de deformación, pero no contradice los principios del MC. (Jaspart, J.P.; Steenhuis, M.; Anderson, D., 1998)

Los pasos requeridos para este método según (Jaspart, J.P.; Steenhuis, M.; Anderson, D., 1998) son:

- a) Identificar los componentes activos dentro de la junta en estudio.
- b) Evaluar las características de rigidez y/o resistencia de cada elemento básico como rigidez inicial, resistencia de diseño o su curva de deformación.
- c) Ensamblaje de los componentes que se van a evaluar en características de resistencia y/o rigidez de toda la junta.

Es necesario conocer el comportamiento de los componentes básicos para la aplicación de este método.

2.9.1 Clasificación de la conexión

En el método de los componentes, las juntas deben ser clasificadas por su rigidez y su resistencia.

2.9.1.1 Clasificación de la conexión por su rigidez

Por su rigidez, las conexiones se clasifican en rígidas, normalmente articuladas y semi rígidas comparando su según su rigidez rotacional con su rigidez inicial. (Eurocode 3, 1-8, 2005)

2.9.1.1 a) Conexiones rígidas

Se debe asumir que poseen suficiente rigidez rotacional para justificar un análisis basado en la continuidad total (Eurocode 3, 1-8, 2005)

2.9.1.1 b) Conexiones normalmente articuladas

Estas deben ser capaces de transmitir fuerzas internas sin desarrollar momentos significativos los cuales puedan afectar negativamente a los elementos o a la estructura en conjunto. También debe ser capaz de resistir las rotaciones resultantes bajo las cargas de diseño (Eurocode 3, 1-8, 2005)

2.9.1.1 c) Conexiones Semi rígidas

Si una conexión no se clasifica como rígida o normalmente articulada debe ser clasificada como semi rígida. Este tipo de junta proporciona un grado predecible de interacción entre los elementos, basado en las características de momento-rotación de diseño de las uniones. Estas deben ser capaces de transmitir los esfuerzos y momentos internos. (Eurocode 3, 1-8, 2005)

La rigidez inicial de la conexión para perfiles H o I se determina según sigue:

La rigidez rotacional de la conexión está determinada por la flexibilidad de sus componentes básicos, cada uno representado por un coeficiente de rigidez elástica k .

Siempre que la fuerza axial en el elemento acoplado no supere el 5% de la resistencia de la sección transversal, la rigidez rotacional de una unión Viga-Columna, para un momento $M_{j.Ed}$ menor que el momento resistente de cálculo $M_{j.Rd}$ se puede calcular con suficiente precisión con la fórmula: (Eurocode 3, 1-8, 2005)

Ecuación 1

$$S_j = \frac{EZ^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}}$$

Donde:

k_i es el coeficiente de rigidez de cada componente básico

z es el brazo de palanca

μ es la relación de rigideces inicial vs la rotacional que se determina:

$$\text{Si } M_{j.Ed} \leq 2/3 ; \quad \mu=1$$

$$\text{Si } 2/3 M_{j.Rd} < M_{j.Ed} \leq M_{j.Rd} ; \quad \mu=(1.5 M_{j.Ed} / M_{j.Rd})^\Psi$$

Tabla 5 Valor del coeficiente Ψ (Eurocode 3, 1-8, 2005)

Table 6.8: Value of the coefficient ψ

Type of connection	ψ
Welded	2,7
Bolted end-plate	2,7
Bolted angle flange cleats	3,1
Base plate connections	2,7

Tabla 6 Juntas con conexiones soldadas (Eurocode 3, 1-8, 2005)

Table 6.9: Joints with welded connections or bolted angle flange cleat connections

Beam-to-column joint with welded connections	Stiffness coefficients k_i to be taken into account
Single-sided	$k_1; k_2; k_3$
Double-sided – Moments equal and opposite	$k_2; k_3$
Double-sided – Moments unequal	$k_1; k_2; k_3$

Los coeficientes de rigidez de los componentes básicos se determinan con las expresiones siguientes:

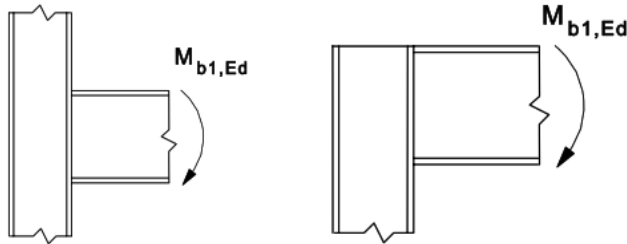
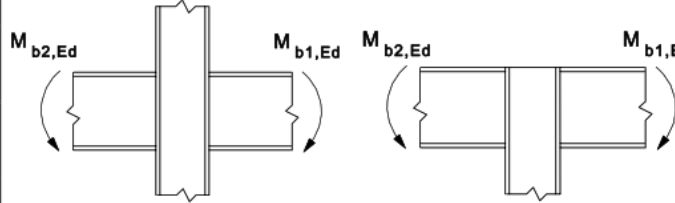
Tabla 7 Coeficientes de rigidez para componentes Básicos (Eurocode 3, 1-8, 2005)

Table 6.11: Stiffness coefficients for basic joint components

Component	Stiffness coefficient k_i	
Column web panel in shear	Unstiffened, single-sided joint, or a double-sided joint in which the beam depths are similar	stiffened
	$k_1 = \frac{0,38 A_{VC}}{\beta z}$	$k_1 = \infty$
	z is the lever arm from Figure 6.15; β is the transformation parameter from 5.3(7).	
Column web in compression	unstiffened	stiffened
	$k_2 = \frac{0,7 b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_c}$	$k_2 = \infty$
	$b_{eff,c,wc}$ is the effective width from 6.2.6.2	
Column web in tension	stiffened or unstiffened bolted connection with a single bolt-row in tension or unstiffened welded connection	stiffened welded connection
	$k_3 = \frac{0,7 b_{eff,t,wc} t_{wc}}{d_c}$	$k_3 = \infty$
	$b_{eff,t,wc}$ is the effective width of the column web in tension from 6.2.6.3. For a joint with a single bolt-row in tension, $b_{eff,t,wc}$ should be taken as equal to the smallest of the effective lengths l_{eff} (individually or as part of a group of bolt-rows) given for this bolt-row in Table 6.4 (for an unstiffened column flange) or Table 6.5 (for a stiffened column flange).	

Tabla 8 Valores aproximados para el parámetro de transformación β (Eurocode 3, 1-8, 2005)

Table 5.4: Approximate values for the transformation parameter β

Type of joint configuration	Action	Value of β
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed} = M_{b2,Ed}$	$\beta = 0$ *)
	$M_{b1,Ed} / M_{b2,Ed} > 0$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed} / M_{b2,Ed} < 0$	$\beta \approx 2$
	$M_{b1,Ed} + M_{b2,Ed} = 0$	$\beta \approx 2$
*) In this case the value of β is the exact value rather than an approximation.		

Una vez determinada la rigidez rotacional de la conexión se puede definir el tipo al que pertenece comparándola con los límites que se describen a continuación:

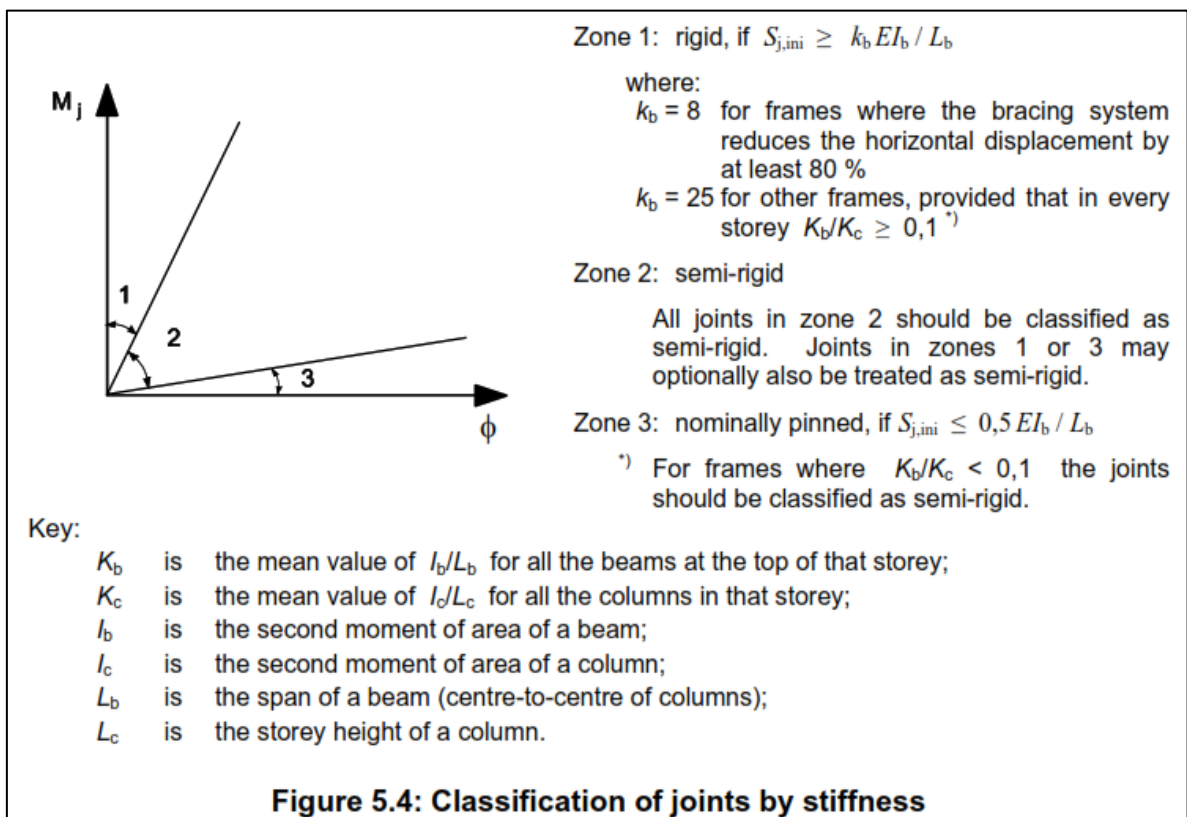


Ilustración 6 Clasificación de las juntas por su rigidez (Eurocode 3, 1-8, 2005)

2.9.1.2 Clasificación de las conexiones por su resistencia.

Por su resistencia, las conexiones se clasifican en conexiones de resistencia total, nominal o parcial, comparando su resistencia a momento de cálculo $M_{j,Rd}$ con la resistencia a momento de los elementos que se conectan. Cuando se clasifica las conexiones, la resistencia de diseño de un miembro se debe tomar como la del miembro adyacente a la conexión. (Eurocode 3, 1-8, 2005)

2.9.1.2 a) Conexión de resistencia nominal.

Según (Eurocode 3, 1-8, 2005), debe ser capaz de transmitir las fuerzas internas sin desarrollar momentos significativos que puedan producir efectos negativos a los miembros o a la estructura en conjunto. También debe ser capaz de resistir los momentos de las cargas de diseño.

Se clasifica como de resistencia nominal, si la resistencia a momento de diseño no es mayor a 0.25 veces la resistencia a momento requerida para una junta de resistencia total, toda vez que posea una capacidad de rotación suficiente.

2.9.1.2. b) Conexión de resistencia total.

La resistencia de las conexiones de resistencia total no debe ser menor a las de los elementos conectados y se pueden designar como tal si cumplen con los criterios que se muestran a continuación: (Eurocode 3, 1-8, 2005)

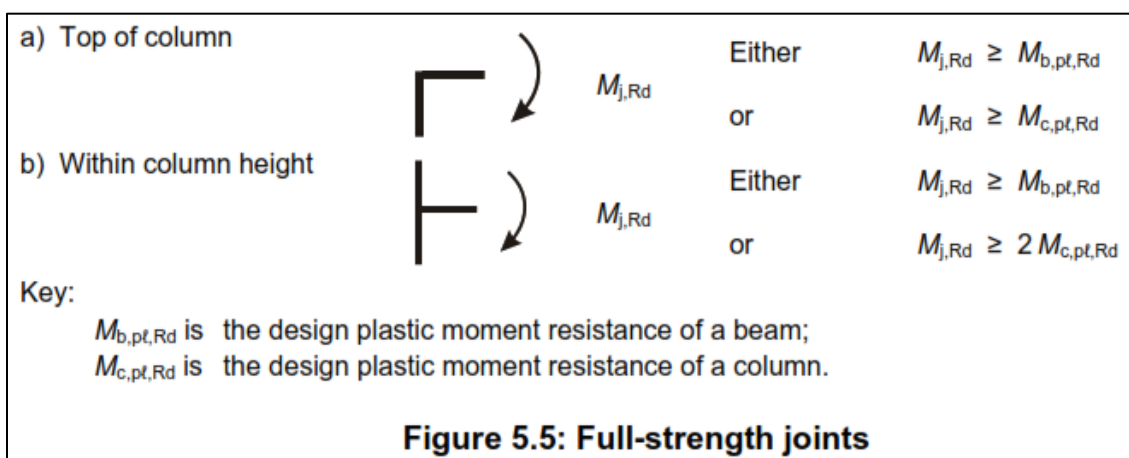


Ilustración 7 Conexiones de resistencia total (Eurocode 3, 1-8, 2005)

2.9.1.2 c) Conexiones parcialmente resistentes.

Las conexiones que no se pueden clasificar como totalmente resistentes o nominalmente resistentes, deben ser definidas como parcialmente resistentes (Eurocode 3, 1-8, 2005)

2.9.1.3 Modelado de la unión viga – columna

Para modelar el comportamiento de deformación de una junta, es necesario tomar en cuenta la deformación por corte y la rotación en la conexión.

Las configuraciones deben ser diseñadas para resistir los momentos internos de flexión, las fuerzas normales y las fuerzas de corte de los miembros conectados. (Eurocode 3, 1-8, 2005)

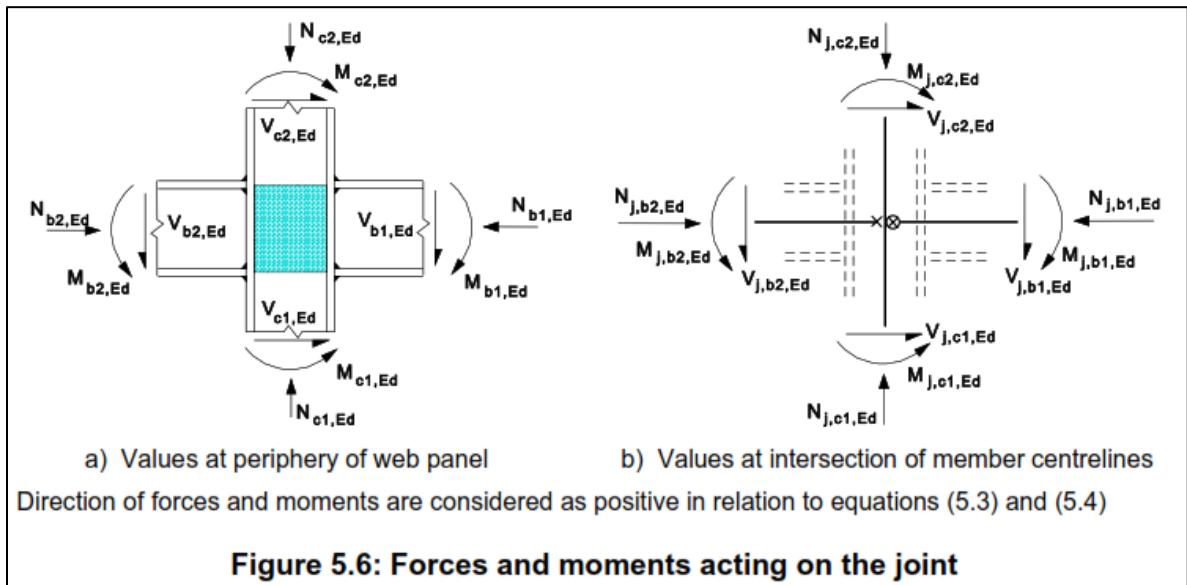


Ilustración 8 Fuerzas y momentos en la conexión (Eurocode 3, 1-8, 2005)

La fuerza de corte resultante en el panel del alma se obtiene utilizando la expresión:

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed})/z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed})/2$$

Para modelar una junta, una manera que reproduce cercanamente el comportamiento esperado es modelar separadamente el panel del alma a corte y cada una de las conexiones, teniendo en cuenta los momentos internos y las fuerzas en los elementos alrededor del panel. (Eurocode 3, 1-8, 2005)

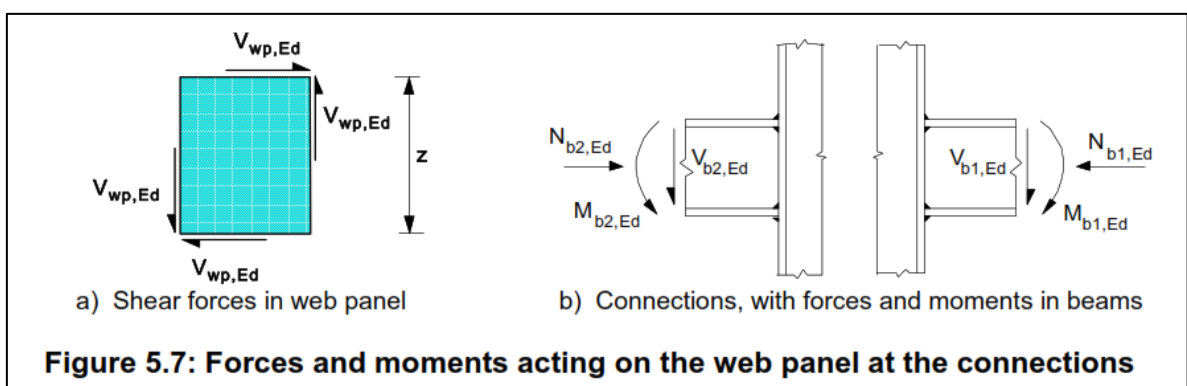


Ilustración 9 Fuerzas y momentos actuantes en el panel del alma en la conexión (Eurocode 3, 1-8, 2005)

Una manera de simplificar lo antes mencionado, para una configuración de junta de una sola cara, se puede modelar como una sola junta y una configuración de junta a doble cara, se puede modelar como dos juntas separadas que actúen entre sí, una a cada lado.

Como consecuencia de una configuración de articulación a doble cara se tiene dos características de momento-rotación, una para la articulación de la derecha y otra para la izquierda.

En una articulación a doble cara, cada articulación se debe modelar como un resorte rotacional separado, donde cada resorte tiene una característica de momento-rotación que toma en cuenta el comportamiento del panel del alma en corte, así como la influencia de las conexiones relevantes. (Eurocode 3, 1-8, 2005)

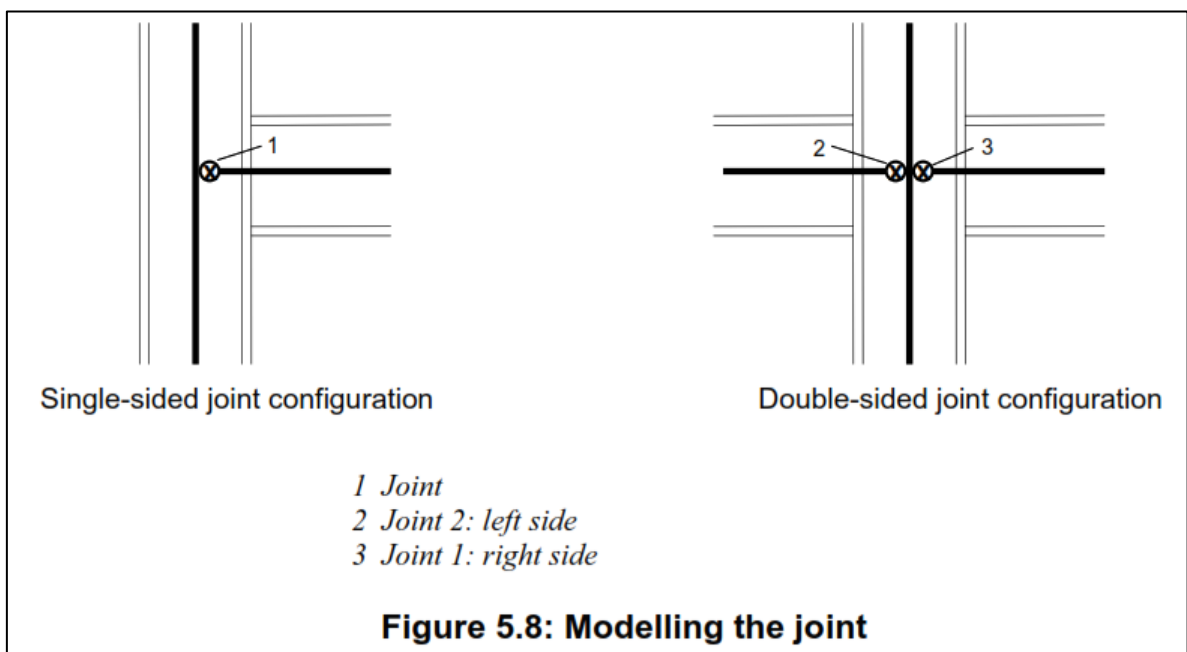


Ilustración 10 Modelado de la articulación (Eurocode 3, 1-8, 2005)

Cuando se determina la resistencia a momento de cálculo y la rigidez rotacional para cada una de las uniones debe tomarse en cuenta la posible influencia del panel del alma en el esfuerzo cortante mediante el cálculo de la rigidez rotacional mediante los parámetros β_1 y β_2 que son el valor del parámetro de transformación β para los lados derecho e izquierdo de la articulación respectivamente. (Eurocode 3, 1-8, 2005)

2.9.2 Identificación de los componentes activos dentro de la articulación en estudio para articulaciones que conectan secciones tipo H o I

2.9.2.1 Diseño de la característica de momento-rotación

La articulación debe ser representada por un resorte rotacional que conecte las líneas de los centros de los miembros conectados en el punto de intersección para una configuración de unión viga-columna a una cara. Las propiedades de los resortes pueden expresarse en forma de una característica de diseño que describe la relación entre el momento flector aplicado a la articulación y su correspondiente rotación entre los miembros conectados. Por lo general la característica de diseño mencionada es no lineal. (Eurocode 3, 1-8, 2005)

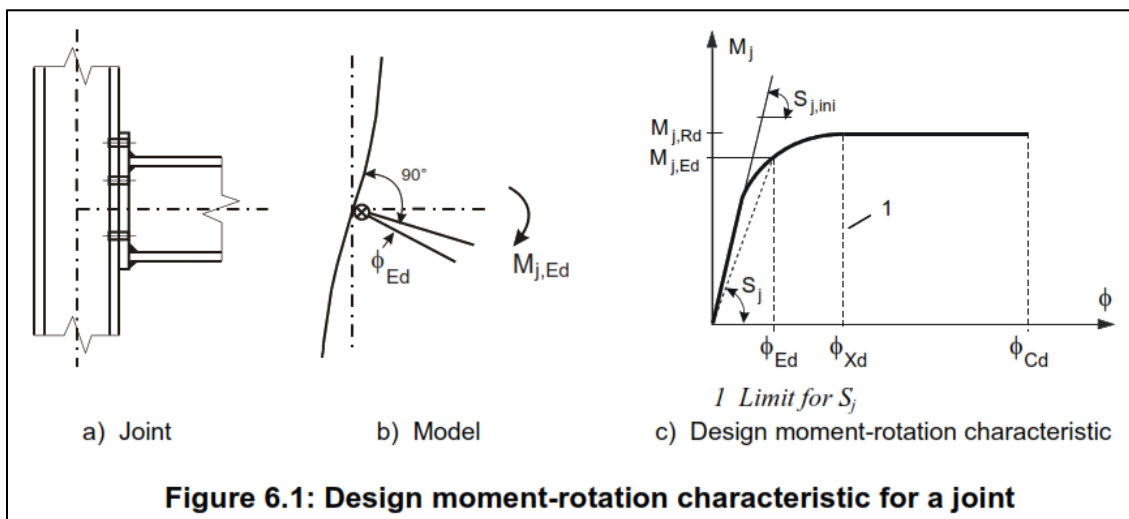


Ilustración 11 Diseño característico de momento-rotación para la articulación (Eurocode 3, 1-8, 2005)

2.8.2.2 Componentes básicos de la Articulación

Como enuncia (Eurocode 3, 1-8, 2005), las características de momento-rotación de diseño de una junta, deben depender de las propiedades de sus componentes básicos identificados.

Los componentes básicos de la junta serán los identificados según la tabla siguiente, junto con la referencia a las normas de aplicación que deben utilizarse para la evaluación de las propiedades estructurales.

Table 6.1: Basic joint components

Component			Reference to application rules		
			Design Resistance	Stiffness coefficient	Rotation capacity
1	Column web panel in shear		6.2.6.1	6.3.2	6.4.2 and 6.4.3
2	Column web in transverse compression		6.2.6.2	6.3.2	6.4.2 and 6.4.3
3	Column web in transverse tension		6.2.6.3	6.3.2	6.4.2 and 6.4.3
7	Beam or column flange and web in compression		6.2.6.7	6.3.2	*)
8	Beam web in tension		6.2.6.8	6.3.2	*)

19	Welds		4	6.3.2	*)
----	-------	--	---	-------	----

Ilustración 12 Componentes básicos de una junta (Eurocode 3, 1-8, 2005)

2.9.3 Diseño de la resistencia.

2.9.3.1 Fuerzas internas

Se supone que los esfuerzos debidos a las fuerzas y momentos internos en un miembro no afectan a las resistencias de cálculo de los componentes básicos de una unión excepto:

El esfuerzo longitudinal en la columna se debe tomar en cuenta cuando se determina la resistencia de diseño del alma en compresión.

El corte en el panel del alma se toma en cuenta cuando se determina la resistencia de diseño de los siguientes componentes básicos:

- Alma de la columna en compresión transversal
- Alma de la columna en tensión transversal

(Eurocode 3, 1-8, 2005)

2.9.3.2 Fuerzas cortantes

En conexiones soldadas y apernadas con placa final, la soldadura que conecta el alma de la viga debe ser diseñada para transferir las fuerzas de corte desde la viga conectada a la unión, sin ningún aporte de las soldaduras de los patines de la viga.

El diseño de la resistencia a corte de la unión puede derivarse de las fuerzas internas dentro de dicha junta y de las resistencias de diseño de sus componentes básicos a dichas fuerzas. (Eurocode 3, 1-8, 2005)

2.9.3.3 Momentos de flexión

El diseño de la resistencia a momentos de cualquier junta se puede derivar de la distribución de las fuerzas internas dentro de la junta y la resistencia de diseño de los componentes básicos de estas fuerzas.

Si la fuerza axial N_{Ed} en el miembro conectado no excede el 5% de la Resistencia de diseño de su sección transversal, la Resistencia a momento de diseño de la union viga-columna o el empalme de la viga, se determina según el método que procede:

El momento de diseño aplicado debe satisfacer:

- 1) $\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \leq 1$
- 2) Los métodos dados para determinar la resistencia a momento de diseño de la unión $M_{j,Rd}$ no debe tomar en cuenta ninguna fuerza axial coexistente en el miembro conectado. No se deben usar si la fuerza axial en el miembro conectado excede el 5% de la resistencia plástica de diseño $N_{pl,Rd}$ de su sección transversal.
- 3) Si la fuerza axial N_{Ed} en la viga conectada excede el 5% de la Resistencia de diseño $N_{pl,Rd}$ se debe usar el siguiente método conservador:
- 4)
- 5) $\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} + \frac{N_{j,Ed}}{N_{j,Rd}} \leq 1$
- 6) donde :
- 7) $M_{j,Rd}$ es el momento resistente de diseño sin fuerza axial
- 8) $N_{pl,Rd}$ es la resistencia axial de la unión sin momento aplicado

- 9) El diseño de la resistencia a momento de la unión soldada se debe determinar como se indica en la siguiente figura:

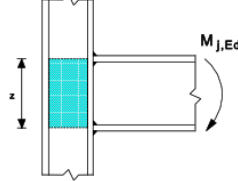
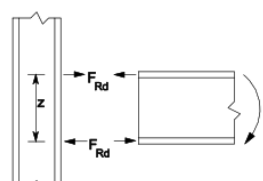
Type of connection	Centre of compression	Lever arm	Force distributions
<p>a) Welded connection</p> 	<p>In line with the mid thickness of the compression flange</p>	<p>$z = h - t_{fb}$</p> <p>h is the depth of the connected beam</p> <p>t_{fb} is the thickness of the beam flange</p>	

Ilustración 13 Centro de compresiones, brazo de palanca "Z" y distribución de fuerzas para definir la resistencia a momento de diseño (Eurocode 3, 1-8, 2005)

- 10) El centro de compresiones se debe tomar como el centro del bloque de esfuerzos de las fuerzas de compresión. Como simplificación del centro de compresiones se debe tomar como se muestra en la figura que precede.
- 11) El empalme en un miembro o parte sujeta a tensión debe ser diseñado para transmitir todos los momentos y fuerzas a los que esté sujeto dicho miembro en ese punto.
- 12) Los empalmes deben ser diseñados para mantener los miembros conectados en su lugar. No se puede confiar en que las fuerzas de fricción mantengan los miembros conectados en su sitio en un empalme de apoyo.

En todas las juntas, la dimensión de la soldadura debe ser tal que la resistencia a momento de cálculo de la unión esté siempre limitada por la resistencia de diseño de sus componentes básicos, mas no por la soldadura como tal.

En una unión viga-columna donde sea necesaria una rótula plástica para rotar bajo cualquier caso de carga relevante, las soldaduras deben diseñarse para resistir los efectos del momento al menos igual al menor de:

- a) La resistencia a momento plástico de diseño de los miembros conectados
- b) α veces la resistencia a momento de diseño de la junta donde:
 - $\alpha=1.4$ para pórticos donde el criterio de arriostamiento cumpla con (5.1) en EN 1993-1-

- $\alpha=1.7$ para los otros casos

(Eurocode 3, 1-8, 2005)

2.9.3.4 Resistencia de diseño de los componentes básicos

2.9.3.4.1 Panel del alma de columna en corte

Los parámetros dados anteriormente son aplicables si la esbeltez del alma de la columna satisface la condición $d_c/t_w \leq 69\epsilon$

Para una unión a una sola cara o a doble cara donde el peralte de la viga sea similar, la resistencia plástica a cortante de diseño de un panel de alma de columna sin rigidizar sometida a fuerzas cortantes se debe obtener de:

Ecuación 2

$$V_{wp,Rd} = \frac{0.9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

Donde A_{vc} es el área de corte de la columna (Eurocode 3, 1-8, 2005)

2.9.3.4.2 Alma de columna en compresión transversal

La resistencia de diseño del alma de columna sin rigidizar sujeta a compresión transversal se debe determinar de la siguiente manera:

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad \text{pero}$$

$$F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}}$$

Donde:

Ω es un factor de reducción que permite posibles efectos de interacción con el cortante en el panel del alma de la columna de acuerdo a la tabla:

Table 6.3: Reduction factor ω for interaction with shear

Transformation parameter β	Reduction factor ω
$0 \leq \beta \leq 0,5$	$\omega = 1$
$0,5 < \beta < 1$	$\omega = \omega_1 + 2(1 - \beta)(1 - \omega_1)$
$\beta = 1$	$\omega = \omega_1$
$1 < \beta < 2$	$\omega = \omega_1 + (\beta - 1)(\omega_2 - \omega_1)$
$\beta = 2$	$\omega = \omega_2$
$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3(b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$	$\omega_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5,2(b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$
A_{vc} is the shear area of the column, see 6.2.6.1; β is the transformation parameter, see 5.3(7).	

Ilustración 14 Factor de reducción ω para interacción con corte (Eurocode 3, 1-8, 2005)

$b_{eff,c,wc}$ es el ancho efectivo del alma de la columna en compresión, para uniones soldadas,

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_b + 5(t_{fc} + s)$$

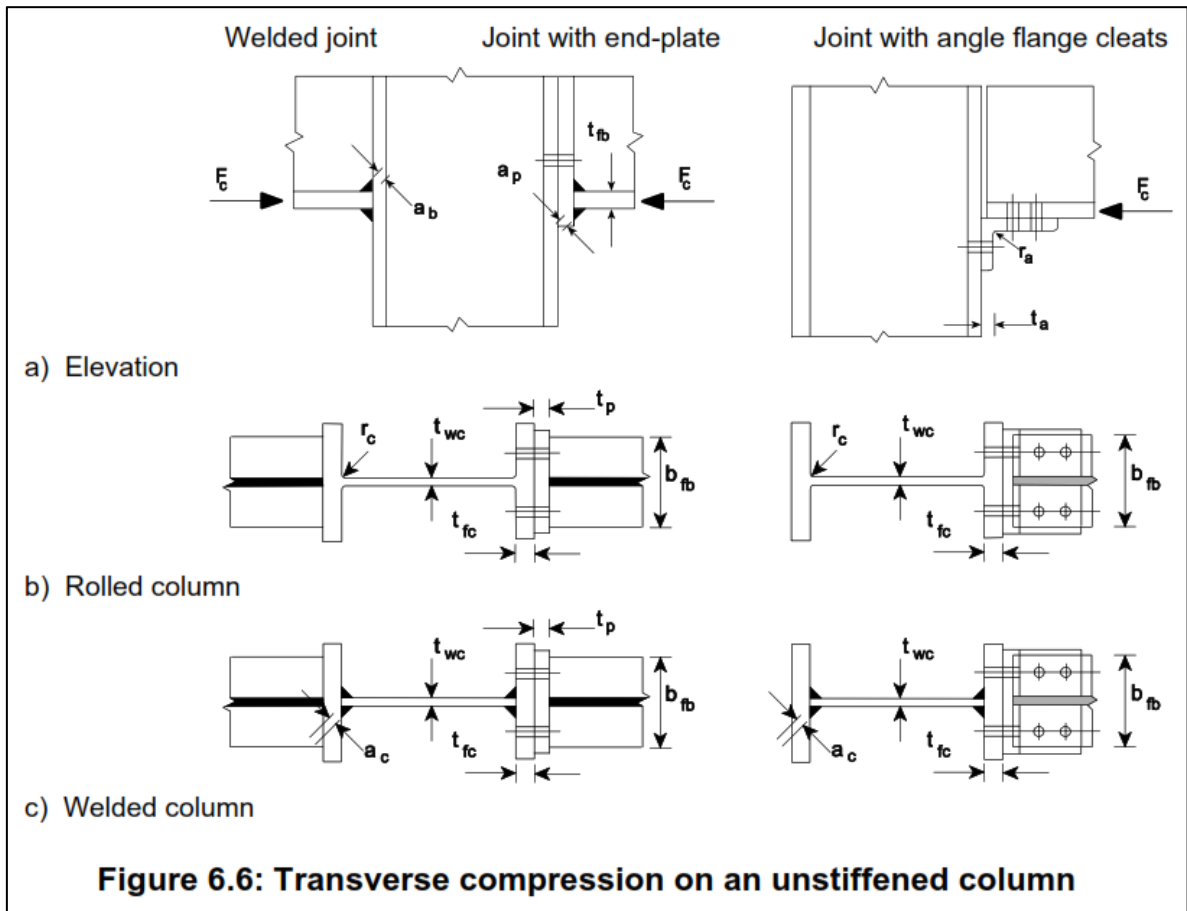


Figure 6.6: Transverse compression on an unstiffened column

Ilustración 15 compresión transversal de una columna sin rigidizar (Eurocode 3, 1-8, 2005)

Cuando el máximo esfuerzo de compresión longitudinal junto con la fuerza axial y el momento flector en la columna excede el $0.7f_{y,wc}$ en el alma, su efecto en la resistencia de diseño del alma de la columna en compresión se permite multiplicando el valor de la expresión

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

Por un factor de reducción k_{wc} de la siguiente manera:

- when $\sigma_{com,Ed} \leq 0,7f_{y,wc}$: $k_{wc} = 1$
- when $\sigma_{com,Ed} > 0,7f_{y,wc}$: $k_{wc} = 1,7 - \sigma_{com,Ed} / f_{y,wc}$

Se puede utilizar rigidizadores o placas adicionales para incrementar la Resistencia del alma de la columna en compresión transversal. (Eurocode 3, 1-8, 2005)

2.9.3.4.3 Alma de la columna en tensión transversal.

La resistencia de diseño del alma de la columna sin rigidizar sometida a tensión transversal se debe definir a partir de:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

Para una conexión soldada, el ancho efectivo del alma de la columna en tensión se debe obtener utilizando la expresión:

$$b_{eff,t,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_b + 5(t_{fc} + s)$$

Donde, para un perfil laminado I o H; $s = rc$ y para una sección conformada, $s = 1.4142a_c$

El factor de reducción ω para contemplar los posibles efectos del corte en el alma de la columna se debe determinar como se había mencionado anteriormente.

Se pueden utilizar rigidizadores o placas adicionales para incrementar la resistencia a tensión del alma de la columna. (Eurocode 3, 1-8, 2005)

2.9.3.4.4 Ala y alma de viga en compresión

La resultante de la resistencia a compresión de diseño de ala de la viga y su zona adyacente de compresión en el alma se debe asumir de tal manera que actúe al nivel del centro de compresiones. La resistencia a compresión de diseño del alma y ala de la viga combinados se muestra en la siguiente expresión:

$$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd} / (h - t_{fb})$$

Donde h es el peralte de la viga

$M_{c,Rd}$ es la resistencia a momento de diseño de la sección transversal de la viga, reducida de ser necesario para considerar los efectos de corte

t_{fb} es el espesor del ala de la viga conectada (Eurocode 3, 1-8, 2005)

2.9.3.4.5 Coeficientes de rigidez para componentes básicos

Los coeficientes de rigidez para los componentes básicos en una junta se deben determinar según la tabla:

Tabla 9 coeficientes de rigidez para componentes básicos de una conexión (Eurocode 3, 1-8, 2005)

Table 6.11: Stiffness coefficients for basic joint components

Component	Stiffness coefficient k_i	
<i>Column web panel in shear</i>	Unstiffened, single-sided joint, or a double-sided joint in which the beam depths are similar	stiffened
	$k_1 = \frac{0,38 A_{VC}}{\beta z}$	$k_1 = \infty$
	z is the lever arm from Figure 6.15; β is the transformation parameter from 5.3(7).	
<i>Column web in compression</i>	unstiffened	stiffened
	$k_2 = \frac{0,7 b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_c}$	$k_2 = \infty$
	$b_{eff,c,wc}$ is the effective width from 6.2.6.2	
<i>Column web in tension</i>	stiffened or unstiffened bolted connection with a single bolt-row in tension or unstiffened welded connection	stiffened welded connection
	$k_3 = \frac{0,7 b_{eff,t,wc} t_{wc}}{d_c}$	$k_3 = \infty$
	$b_{eff,t,wc}$ is the effective width of the column web in tension from 6.2.6.3. For a joint with a single bolt-row in tension, $b_{eff,t,wc}$ should be taken as equal to the smallest of the effective lengths ℓ_{eff} (individually or as part of a group of bolt-rows) given for this bolt-row in Table 6.4 (for an unstiffened column flange) or Table 6.5 (for a stiffened column flange).	

2.9.3.5 Capacidad derotación

La capacidad de rotación para una conexión soldada se debe asumir no menor al valor dado por la siguiente expresión siempre que el alma de la columna esté rigidizada a compresión pero no a tracción y su resistencia a momento de diseño no se rija por la resistencia a cortante del panel del alma de la columna.

$$\phi_{cd} = 0,025 h_c/h_b \quad \text{Donde:}$$

hb es el peralte de la viga

hc es el peralte de la columna

Una junta soldada de acuerdo a los parámetros mencionados en este trabajo, debe asumirse que tendrá una capacidad de rotación de al menos 0.015 radianes equivalentes aproximadamente a 0.85° . (Eurocode 3, 1-8, 2005)

2.9.3.6 Resistencia de la soldadura.

Si la geometría de la conexión se encuentra dentro de los rangos adecuados mostrados en la siguiente tabla, la resistencia de diseño de la soldadura se debe determinar utilizando las expresiones:

Tabla 10 Rango de validez para conexiones soldadas entre miembros de sección I o H (Eurocode 3, 1-8, 2005)

Table 7.20: Range of validity for welded joints between CHS or RHS brace members and I or H section chord members

Type of joint	Joint parameter [$i = 1$ or 2 , $j =$ overlapped brace]					
	d_w/t_w	b_i/t_i and h_i/t_i or d_i/t_i		h_i/b_i	b_0/t_f	b_i/b_j
		Compression	Tension			
X	Class 1 and $d_w \leq 400$ mm	^{AC2} Class 1 or 2 and $\frac{h_i}{t_i} \leq 35$	^{AC2} $\frac{h_i}{t_i} \leq 35$	$\geq 0,5$ but $\leq 2,0$	^{AC2} Class 1 or 2 ^{AC2}	—
T or Y	^{AC2} Class 1 or 2 and $d_w \leq 400$ mm	$\frac{h_i}{t_i} \leq 35$	$\frac{b_i}{t_i} \leq 35$	1,0		—
K gap		$\frac{b_i}{t_i} \leq 35$	$\frac{d_i}{t_i} \leq 50$			$\geq 0,75$ ^{AC2} $25\% \leq \lambda_{ov}$ $\leq \lambda_{ov,lim.}^{1)}$ ^{AC2}
N gap		$\frac{d_i}{t_i} \leq 50$				
K overlap					$\geq 0,5$ but $\leq 2,0$	
N overlap						

^{AC2} 1) $\lambda_{ov,lim.} = 60\%$ if the hidden seam is not welded and 80% if the hidden seam is welded. If the overlap exceeds $\lambda_{ov,lim.}$ or if the braces are rectangular sections with $h_i < b_i$ and/or $h_j < b_j$, the connection between the braces and chord face has to be checked for shear. ^{AC2}

2.9.3.7 Clasificación de la sección transversal

La finalidad de clasificar la sección transversal es identificar hasta qué punto su resistencia y capacidad de rotación está limitada por su resistencia al pandeo local.

Se puede clasificar en 4 tipos de secciones:

Clase 1 Son en las que se puede formar una rótula plástica con la capacidad de rotación requerida de un análisis plástico sin reducir la resistencia.

Clase 2 Son en las que se puede desarrollar una resistencia a momento plástico, pero tienen limitada su capacidad de rotación por su pandeo local

Clase 3 son en las que el esfuerzo en la fibra extrema a compresión del miembro de acero, asumiendo una distribución elástica de esfuerzos puede alcanzar el límite

elástico pero el pandeo local puede impedir el desarrollo de la resistencia al momento plástico

Clase 4 es aquella en la que ocurre el pandeo local antes de alcanzar el límite elástico en una o más partes de la sección transversal.

La clasificación de la sección depende de la relación de ancho y espesor de las partes en compresión.

Se debe clasificar la sección de acuerdo con la más alta clasificación (más desfavorable) de sus partes en compresión. (Eurocode 3, 1-8, 2005)

Tabla 11 Máxima relación ancho-espesor para elementos en compresión. (Eurocode 3, 1-1, 2005)

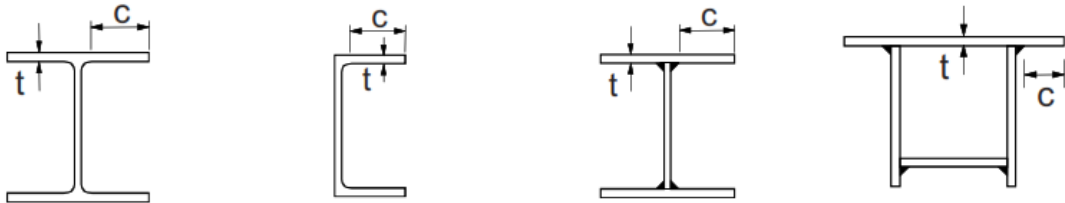
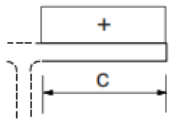
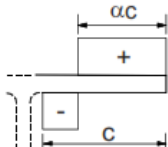
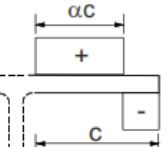
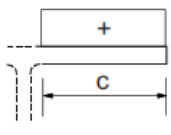
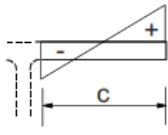
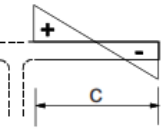
Table 5.2 (sheet 1 of 3): Maximum width-to-thickness ratios for compression parts

Internal compression parts						
				Axis of bending		
				Axis of bending		
Class	Part subject to bending	Part subject to compression	Part subject to bending and compression			
1				when $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$		
				when $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$		
2				when $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$		
				when $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$		
3				when $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$		
				when $\psi \leq -1^{*)}$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$		
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ applies where either the compression stress $\sigma \leq f_y$ or the tensile strain $\epsilon_y > f_y/E$

Tabla 12 Máxima relación ancho-espesor para elementos en compresión continuación. (Eurocode 3, 1-1, 2005)

Table 5.2 (sheet 2 of 3): Maximum width-to-thickness ratios for compression parts

Outstand flanges						
						
Rolled sections			Welded sections			
Class	Part subject to compression	Part subject to bending and compression				
		Tip in compression		Tip in tension		
Stress distribution in parts (compression positive)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Stress distribution in parts (compression positive)						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ For k_σ see EN 1993-1-5				
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

2.9.3.8 resistencia de la sección transversal

2.9.3.8.1 Resistencia a la tensión

Está dada por la menor de:

La resistencia plástica de diseño de la sección bruta

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

La resistencia última de diseño de la sección transversal neta

Ecuación 3

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

2.9.3.8.2 Resistencia a la Compresión

Para compresión uniforme, la resistencia de diseño se determina de la siguiente manera:

Ecuación 4

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{for class 1, 2 or 3 cross-sections}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{for class 4 cross-sections}$$

2.9.3.8.3 Resistencia a Momento Flector

La resistencia a momento flector de diseño en el eje principal de la sección transversal se determina de la siguiente manera:

Ecuación 5

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{for class 1 or 2 cross sections}$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{for class 3 cross sections}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{for class 4 cross sections}$$

2.9.3.8.4 Resistencia a corte

En ausencia de torsión la resistencia plástica a corte de diseño se calcula mediante:

Ecuación 6

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

donde A_v es el área de corte y se debe tomar de la siguiente manera:

Para secciones laminadas I o H cargadas paralelamente al alma:

$$A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f \text{ but not less than } \eta h_w t_w$$

Para secciones soldadas H o I con carga paralela al alma:

$$\eta \sum (h_w t_w)$$

Para secciones soldadas H o I con carga paralela al ala:

$$A - \sum (h_w t_w)$$

Donde:

A es el área de la sección transversal

b es la amplitud total

h es el peralte total

hw es el peralte del alma

r es el radio

tf es el espesor del ala

tw es el espesor del alma

η se puede considerar de manera conservador igual a 1

Para secciones H o I el esfuerzo cortante en el alma se debe tomar por:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \text{ if } A_f / A_w \geq 0,6$$

where A_f is the area of one flange;

A_w is the area of the web: $A_w = h_w t_w$.

CAPÍTULO 3: DISEÑO DE LA CONEXIÓN

3.1 Contexto de diseño

Se diseña la conexión viga 177 con vano de 4.50m y columna C18 en su eje fuerte de un edificio cuyo modelado en el software ETABS ha sido calibrado previamente. Se tiene el siguiente esquema del nodo:

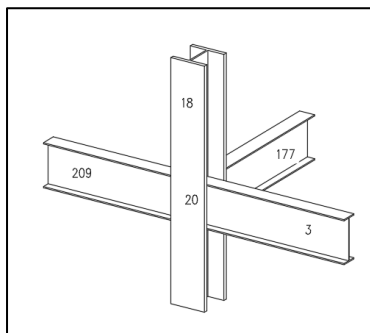


Ilustración 16 Esquema de nodo (elaborado por el autor)

3.2 Propiedades físico-mecánicas de los elementos

Tabla 13 Propiedades físico-mecánicas de los elementos

Dimensiones en cm		
ELEMENTO	COLUMNA	VIGA
d	40	25
hw	33	22
tw	2.2	1
bf	40	18
tf	3.5	1.5
ACERO	A572	A572
Gr	50	50
fy	345 Mpa	345 Mpa

3.3 Definición del módulo plástico de las secciones (viga y columna)

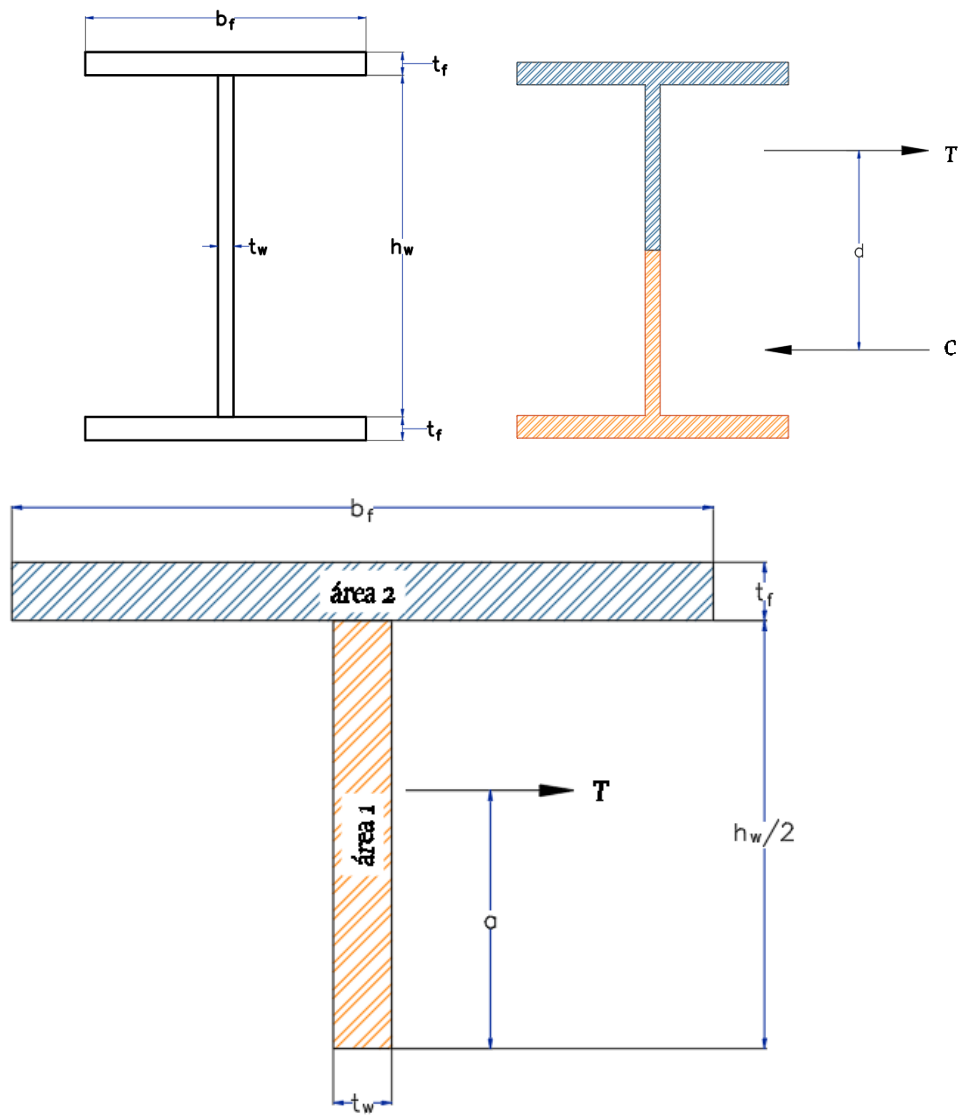


Ilustración 17 Esquema general de secciones (elaborado por el autor)

Tabla 14 Módulo plástico de sección de viga

VIGA			
elemento	Área	Y	A*Y
1	11.00	5.50	60.50
2	27.00	11.75	317.25
Σ	38.00		377.75
a=A*Y/área		9.94	cm
As=A1+A2		38.00	cm2
d=2*a		19.88	cm
Zx=As*d		755.50	cm3

Tabla 15 Módulo plástico de sección de columna

COLUMNA			
elemento	Área	Y	A*Y
1	36.30	8.25	299.48
2	140.00	18.25	2555.00
Σ	176.30		2854.48
a=A*Y/área		16.19	cm
As=A1+A2		176.30	cm2
d=2*a		32.38	cm
Zx=As*d		5708.95	cm3

3.4 Cortante y momento esperados en rótula plástica

$$M_{pr} = C_{pr} \cdot R_y \cdot f_y \cdot z_e \quad (\text{AISC 358-16 2.4-1})$$

$$M_{pr} = 1.4 \cdot 1.1 \cdot 3.52 \cdot 755.50$$

Ecuación 7

$$M_{pr} = 52.12 \text{ t.m} \quad (\text{Momento máximo probable en rotula plástica})$$

$v_g = 5.76t$ (Cortante por cargas gravitacionales obtenido de modelo ETABS)

$$v_u = 2 \frac{M_{pr}}{L'} + v_g$$

L' : distancia entre rótulas plásticas, en este caso al ubicarse las rótulas plásticas en la cara de las columnas, L' es igual al vano libre de la viga (4.50m)

$$v_u = 2 \frac{52.12}{4.5} + 5.76$$

Ecuación 8

$$v_u = 28.93 \text{ ton}$$

3.5 Chequeo de criterio “Columna fuerte-Viga débil”

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1 \quad (\text{AISC 341-16 E3-1})$$

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c \cdot \left(f_y c - \alpha_s \cdot \frac{P_r}{A_g} \right) \quad (\text{AISC 341-16 E3-2})$$

A_g es el área de la sección transversal de la columna, igual a 352.6cm² y en nuestro caso, obtenido del modelo de ETABS, se tienen cargas axiales de -5.8ton y 5.19ton de la columna en el nodo por lo tanto:

Ecuación 9

$$\sum M_{pc} = 402.01 \text{ ton.m}$$

$$\sum M_{pb}^* = \sum (M_{pr} + \alpha_s M_v) \quad (\text{AISC 341-16 E3-3})$$

M_v es el momento adicional por el corte de las cargas gravitacionales y se define por la fórmula:

$$M_v = V_u \cdot \left(\frac{D_c}{2} \right)$$

Donde D_c es el peralte de la viga, en este caso 250mm, por lo que:

Ecuación 10

$$Mv = 3.62 \text{ ton}$$

Ecuación 11

$$\sum M_{pb}^* = 55.74 \text{ ton.m}$$

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = \frac{402.01}{55.74} = 7.21 > 1$$

El sistema cumple con el criterio.

3.6 Estados límite para la columna, viga y placa de cortante:

De acuerdo con la sección E3.6f de las provisiones sísmicas AISC 341-16 se tienen los siguientes estados límites para la columna:

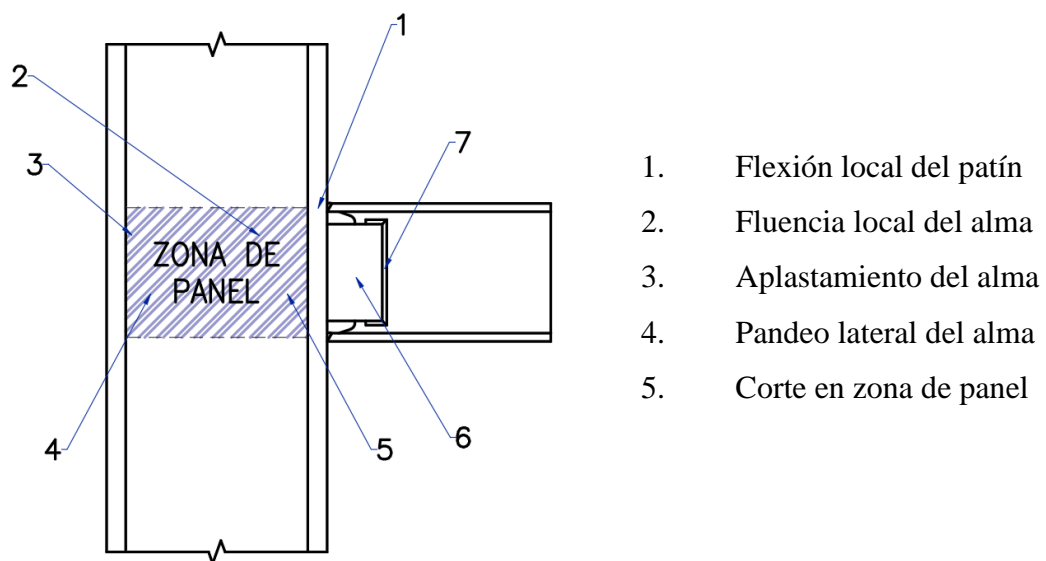


Ilustración 18 esquema de estados límite en la conexión (elaborado por el autor)

3.6.1 Fuerza transferida por el patín de la viga.

Esta fuerza corresponde al momento máximo final que actúa en la cara de la columna (M_f) (AISC 341-16 E3-6.f). Para una conexión con el alma de la viga soldada a la columna, se asume que tanto las alas, como el alma de la viga, transmiten el momento, por lo tanto, la resistencia requerida en la cara de la columna para los estados límite locales está dado por la expresión:

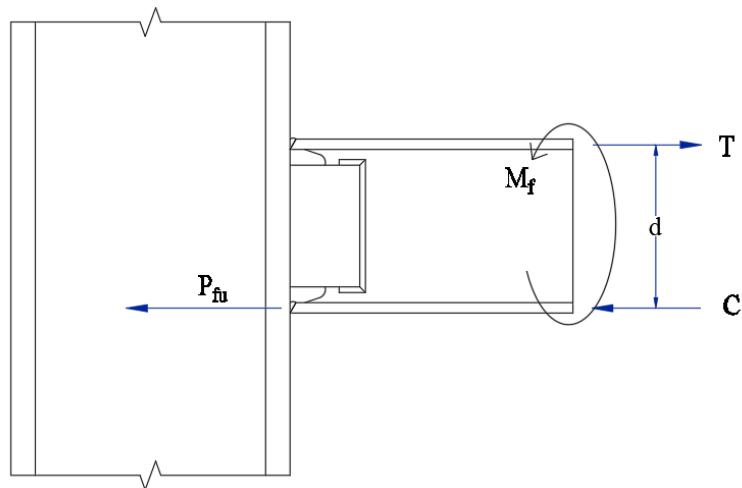


Ilustración 19 Resistencia requerida para estados límite de columna (elaborado por el autor)

$$P_{fu} = \frac{0.85M_f}{\alpha_s \cdot d^*}$$

Donde d^* es la distancia entre los centros de gravedad de los patines de la viga, dados por la expresión:

Ecuación 12

$$\begin{aligned} d^* &= d_b - t_f \\ d^* &= 250 - 10 = 240mm \end{aligned}$$

Por lo tanto:

Ecuación 13

$$P_f = \frac{0.85 \cdot 52.12 \text{ton.m}}{1 \cdot 0.24m} = 184.59 \text{ ton}$$

3.6.2 Chequeo de flexión local del patín.

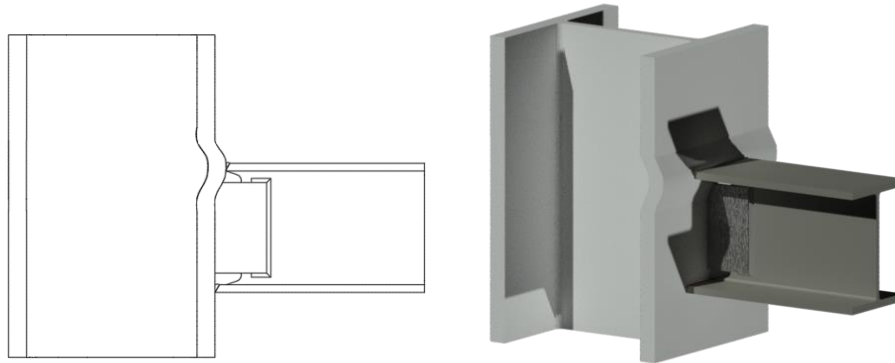


Ilustración 20 Esquema de fluencia local de patín (elaborado por el autor)

La resistencia nominal del patín a la flexión local está dada por:

$$\Phi R_n = 0.9 \cdot 6.25 \cdot t_f^2 \cdot f_{yf} \quad \text{AISC 360-16 (J10-1)}$$

Donde t_f es el espesor del patín de la columna, por lo tanto:

Ecuación 14

$$\Phi R_n = 0.9 \cdot 6.25 \cdot 3^2 \cdot 3.52 = 242.41 \text{ ton} > Pf$$

Esto indica que no es necesario proporcionar placas de continuidad.

3.6.3 Fluencia local del alma

Nos indica la necesidad de acoplar placas dobladoras al alma de la columna en la zona de panel.

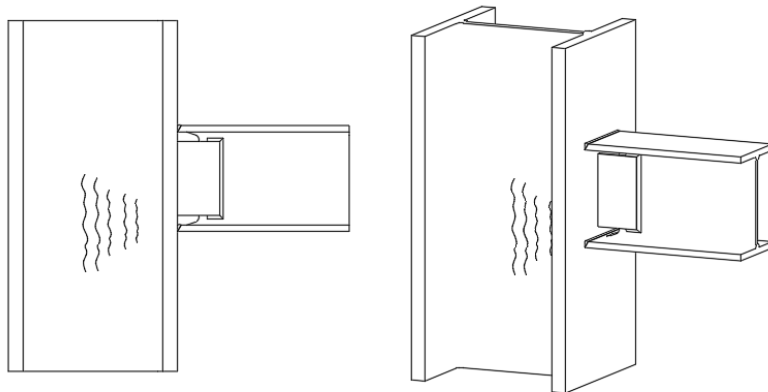


Ilustración 21 Esquema de fluencia local del alma (alaborado por el autor)

La Resistencia nominal del alma a la fluencia local está dada por las expresiones siguientes que dependen de la locación de la carga y son:

$$\phi R_n = 1 \cdot f_{yw} \cdot t_w \cdot (5k + l_b) \quad \text{AISC 360-16 (J10-2)}$$

Cuando la carga está aplicada a una distancia mayor al peralte de la columna, medido desde el extremo de la misma y:

$$\phi R_n = 1 \cdot f_{yw} \cdot t_w \cdot (2.5k + l_b) \quad \text{AISC 360-16 (J10-3)}$$

Cuando la carga está aplicada a una distancia menor que el peralte de la columna, medido desde el extremo de la misma

Donde k es la distancia desde el extremo de la cara del patín hasta el pie del filete del alma y

l_b es la longitud de apoyo de la carga, es decir el espesor del patín de la viga, en nuestro caso es 1.5cm.

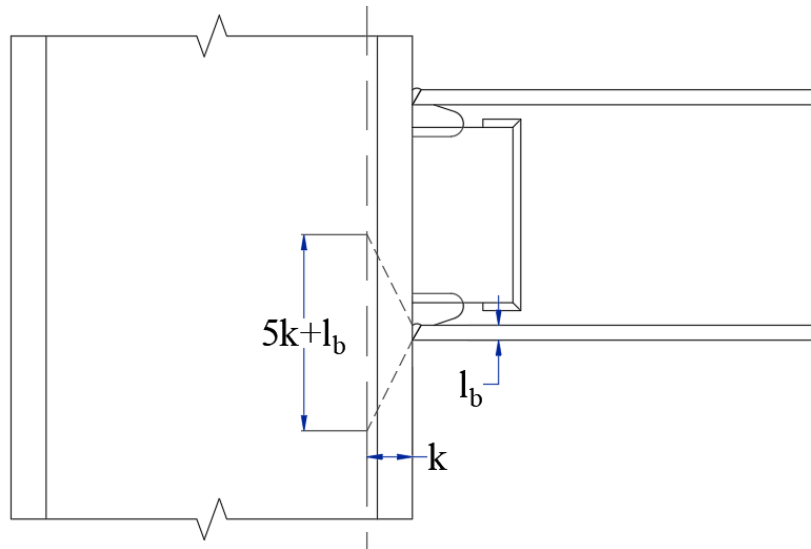


Ilustración 22 Esquema k , l_b de conexión (elaborado por el autor)

En (AISC/Manual, 2012), en la tabla 1-4 se tiene las propiedades geométricas de las secciones, en nuestro caso, la sección HP16x121 se asemeja a nuestra sección de columna. De esta obtenemos el valor de $k=4.92\text{cm}$

En nuestro caso, como se trata de un nodo de columna de un piso intermedio, utilizaremos la expresión J10-2, por lo tanto:

$$\phi R_n = 1 \cdot f_{yw} \cdot t_w \cdot (5k + l_b)$$

$$\phi R_n = 1 \cdot 3.52 \cdot 2.2 \cdot (5 \cdot 4.92 + 1.5)$$

Ecuación 15

$$\phi R_n = 202.12 \text{ ton} > Pf$$

Por lo tanto, no se necesita acoplar placas dobladoras al alma de la columna.

3.6.4 Aplastamiento del alma.



Ilustración 23 Esquema de aplastamiento del alma (elaborado por el autor)

La resistencia nominal al aplastamiento está en función de la locación de la carga en el patín de la columna, respecto del extremo de la misma y viene dada por las expresiones:

$$\phi R_n = 0.75 \cdot 0.8t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{L_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E f_y \omega t_f}{t_w}} \quad \text{AISC 360-16 (J10-4)}$$

Cuando la carga a ser resistida está a una distancia mayor o igual a la mitad del peralte de la columna desde el extremo de la misma, ó

$$\phi R_n = 0.75 \cdot 0.4t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{L_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E f_y \omega t_f}{t_w}} \quad \text{AISC 360-16 (J10-5a) para } lb/d < 0.2$$

$$\phi R_n = 0.75 \cdot 0.4t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4L_b}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E f_y \omega t_f}{t_w}} \quad \text{AISC 360-16 (J10-5b) para } lb/d > 0.2$$

Cuando la carga a ser resistida está a una distancia menor a la mitad del peralte de la viga desde el extremo de la misma.

En nuestro caso utilizaremos la expression J10-4, entonces se tiene:

$$\phi R_n = 0.75 \cdot 0.8 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{L_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E f_y \omega t_f}{t_w}}$$

Ecuación 16

$$\phi R_n = 0.75 \cdot 0.8 \cdot 2.2^2 \left[1 + 3 \left(\frac{3}{40} \right) \left(\frac{2.2}{3.5} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{2039.44 \cdot 3.52 \cdot 3.5}{2.2}}$$

$$\phi R_n = 324.60 \text{ ton} > Pf$$

Por lo tanto no se necesitan placas dobladoras para el alma de la columna en la zona de panel.

3.6.5 Pandeo lateral del alma

La resistencia nominal del alma al pandeo está dada en función de las restricciones que esta posea para rotar y se define mediante las expresiones siguientes:

Si $(h/t_w)/(L_b/b_f) < 2.3$

$$R_n = \frac{C_r \cdot t_w^3 \cdot t_f}{h^2} \left[1 + 0.4 \left(\frac{h/t_w}{L_b/b_f} \right)^3 \right] \text{ AISC 360-16 (J10-6)}$$

Cuando el ala en compresión está restringida de rotar ó,

$$R_n = \frac{C_r \cdot t_w^3 \cdot t_f}{h^2} \left[0.4 \left(\frac{h/t_w}{L_b/b_f} \right)^3 \right] \text{ AISC 360-16 (J10-7)}$$

Cuando el ala en compresión no está restringida de rotar.

Si $(h/t_w)/(L_b/b_f) > 1.7$, el límite de pandeo no aplica, donde:

$$C_r = 960000 \text{ Ksi}$$

L_b es la mayor longitud no arriostrada de las alas de la columna, en este caso la altura de entepiso es de 3.0m

t_w es el espesor del patín de la columna

h es la distancia libre entre las alas descontando los filetes o radio de curvatura

b_f es el ancho del patín de la columna

Chequeando la relación:

$(h/t_w)/(L_b/b_f)=1.82 > 1.7$ por lo que este límite no aplica

3.6.6 Pandeo del alma comprimida.

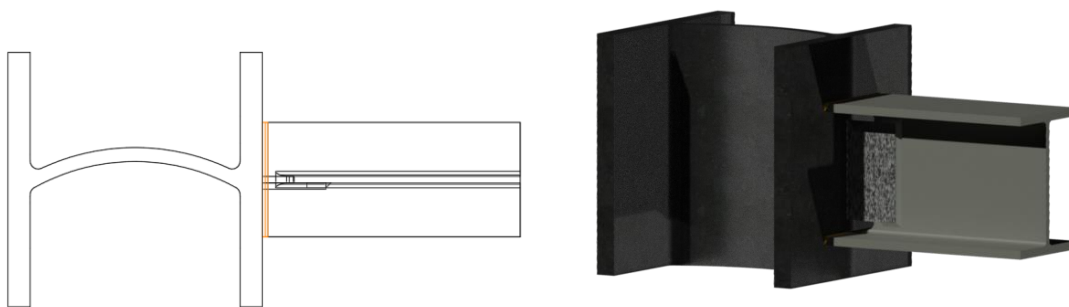


Ilustración 24 Esquema estado límite pandeo de alma comprimida (elaborado por el autor)

La resistencia nominal del alma comprimida al pandeo se determina mediante la expresión:

$$\phi R_n = 0.9 \cdot \left(\frac{24 \cdot t_w^3 \cdot \sqrt{E \cdot f_y}}{h} \right)$$
$$\phi R_n = 0.9 \left(\frac{24 \cdot 2.2^3 \cdot \sqrt{2039.44 \cdot 3.52}}{40} \right)$$

Ecuación 17

$$\phi R_n = 487.05 \text{ ton} > Pf$$

Por lo que no es necesario el acople de placas rigidizadoras en la zona de panel

3.6.7 Corte en la zona de panel

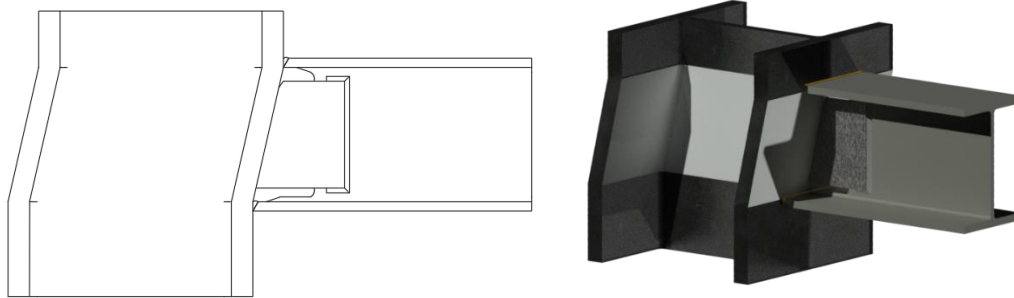


Ilustración 25 Esquema de corte en zona de panel (elaborado por el autor)

Las provisiones sísmicas de la AISC 341-16 nos determina la demanda de cortante en la zona de panel según la expresión:

$$R_U = \frac{\Sigma M_{pb}}{d-t_f} - V_u \quad \text{AISC 341-16 (C-E3-9)}$$

Donde ΣM_{pb} es la sumatoria de los momentos de las vigas cuando alcanzan su momento máximo probable en la rótula plástica

Ecuación 18

$$R_U = \frac{52.12 \text{ ton.m}}{0.25\text{m} - 0.01\text{m}} - 23.96\text{ton} = 193.27\text{ton}$$

La resistencia nominal al corte en la zona de panel está dada por la condición de que se tome o no en cuenta el efecto de la deformación inelástica en la zona de panel entonces:

Si no se toma en cuenta la deformación inelástica en la zona de panel, se tiene:

Para $\alpha P_r < 0.4P_y$

$$\phi R_n = 0.9 \cdot 0.6 \cdot f_y \cdot d_c \cdot t_w \quad \text{AISC 360 - 16 (J10 - 9)}$$

Para $\alpha P_r > 0.4P_y$

$$\phi R_n = 0.9 \cdot 0.6 \cdot f_y \cdot d_c \cdot t_w \cdot \left(1.4 - \frac{\alpha P_r}{P_y}\right) \text{ AISC 360 - 16 (J10 - 10)}$$

Si se toma en cuenta la deformación inelástica en la zona de panel en el análisis se tiene:

Para $\alpha P_r < 0.75P_y$

$$\phi R_n = 0.9 \cdot 0.6 \cdot f_y \cdot d_c \cdot t_w \cdot \left(1 + \frac{3b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_w}\right) \text{ AISC 360 - 16 (J10 - 11)}$$

Para $\alpha P_r > 0.75P_y$

$$\phi R_n = 0.9 \cdot 0.6 \cdot f_y \cdot d_c \cdot t_w \cdot \left(1 + \frac{3b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_w}\right) * \left(1.9 - \frac{1.2 \alpha P_r}{P_y}\right) \text{ AISC 360 - 16 (J10 - 12)}$$

En nuestro caso, αP_r es menor que P_y y si se tomará en cuenta la deformación inelástica en la zona de panel, por lo que utilizaremos la expresión J10-11, por lo tanto:

Ecuación 19

$$\phi R_n = 279.04 \text{ ton} > R_u$$

Por lo tanto no se necesita reforzar la zona de panel por corte.

3.7 Diseño de agujeros de acceso a soldadura

Según AISC 360, en el capítulo J, señala que los accesos para soldadura deben cumplir:

1 longitud medida desde el talón de preparación mayor a 1.5 veces el t_f pero mayor a 38mm

2 altura mayor a t_f pero mayor a 19mm y menor que 50mm

(AISC/Manual, 2012), propone 14 configuraciones geométricas para los agujeros de acceso, que según el espesor de el elemento donde se implemente el orificio, se decidirá la geometría que mejor se ajuste en nuestro diseño.

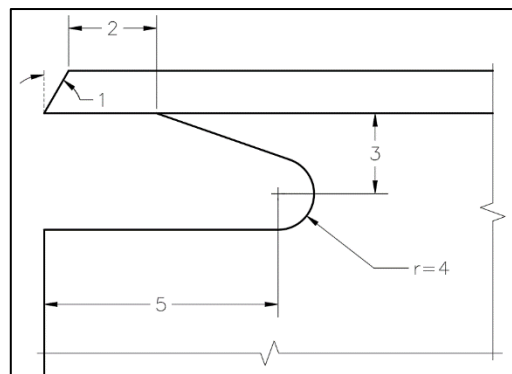


Ilustración 26 Esquema de parámetros geométricos para acceso a soldadura (elaborado por el autor)

Tabla 16 Parámetros de geometría agujero de acceso (manual de construcción antisísmica AISC tabla

Access Hole Type	Dimension from Provisions Figure 11-1				
	①	②	③	④	⑤
	degrees	in.	in.	in.	in.
A		1/2	1/2		1 1/4
B		1/2	3/4		1 1/2
C		3/4	1		2 1/2
D		1	1 1/4		3 1/2
E		1 1/4	1 1/2		4 1/2
F		1 1/2	1 3/4		5 1/2
G		1 3/4	2		6 1/2
H	30	2	2 1/4	1/2	7 1/2
I		2 1/4	2 1/2		8 1/2
J		2 1/2	2 3/4		9 1/2
K		3	3		11
L		3 1/4	3 1/2		12 1/2
M		3 3/4	4		14
N		4	4 1/4		15

Para la viga 177, considerando que se tiene un patín de 15mm de espesor escogeremos la configuración B y se obtiene la siguiente geometría en milímetros:

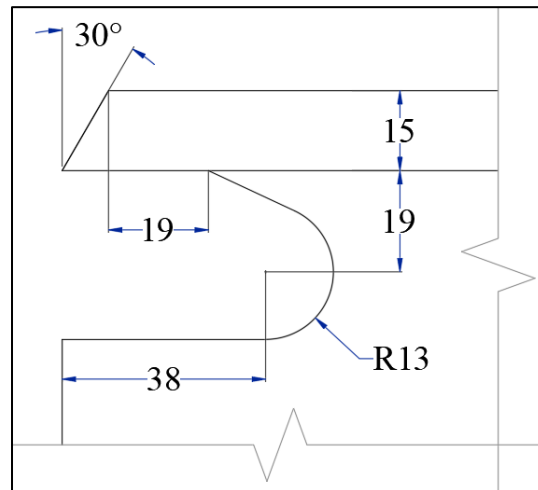


Ilustración 27 Esquema de agujero para soldadura (elaborado por el autor)

3.8 Diseño de placa de cortante

A continuación se define las dimensiones de la placa que se encargará de transferir la fuerza cortante entre la viga y el patín de la columna.

3.8.1 Longitud mínima de placa de cortante

Para determinar la longitud mínima de la placa, compararemos esta con el cortante último producido al momento de la fluencia en la rótula plástica.

El espesor de la placa de cortante según (ANSI/AISC 358, 2018) en su capítulo 14.6 indica que debe ser al menos igual al espesor del mínimo elemento conectado, en este caso el alma de la viga tiene 10mm que será nuestro parámetro inicial de diseño.

$$R_n = 0.75 \cdot 0.6 \cdot f_y \cdot A_{we}$$

$$A_{we} = t_w \cdot d_w \quad (\text{área resistente al corte})$$

$$23.96 = 0.75 \cdot 0.6 \cdot 3.52 \cdot 1 \cdot d_w$$

Ecuación 20

$$d_w = 15.13 \text{ cm}$$

Siguiendo las recomendaciones geométricas de la sección 8.6 del AISC 358-16 junto con la geometría establecida previamente de los agujeros de acceso de soldadura se tiene la siguiente geometría:

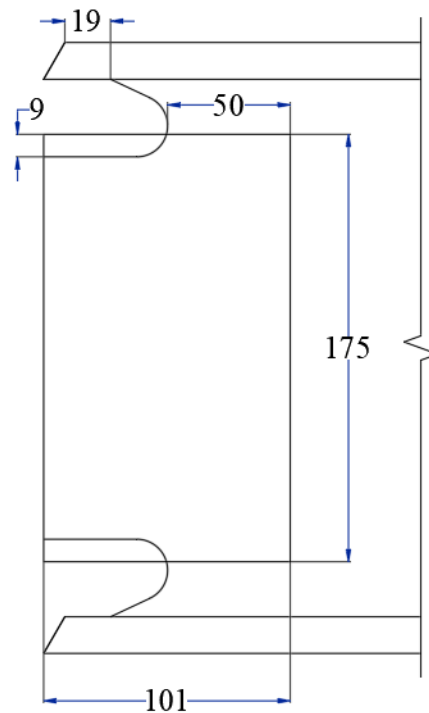


Ilustración 28 Geometría placa de cortante (elaborado por el autor)

El espesor de la placa de cortante según (ANSI/AISC 358, 2018) en su capítulo 14.6 indica que debe ser al menos igual al espesor del mínimo elemento conectado, en este caso el alma de la viga tiene 10mm que será nuestro parámetro inicial de diseño.

3.8.2 Estado límite para la placa de cortante

Solo se revisa que esta placa sea capaz de resistir el cortante último que se puede presentar cuando la viga entra en fluencia (V_u).

La Resistencia nominal al cortante de la placa está dada por la expresión:

$$\phi v_n = 0.9 \cdot 0.6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C v_1 \quad AISC 360 - 16 (G2 - 1)$$

Donde A_w es el área resistente al corte de la placa ($t_w \cdot d_w$) y obtenemos:

$$\phi V_n = 0.9 \cdot 0.6 \cdot 3.52 \cdot 17.5 \cdot 1$$

Ecuación 21

$$\phi V_n = 33.26 \text{ ton} > V_U$$

Por lo que la placa resiste el corte, situación esperada, debido a que se partió de esta condición para determinar las dimensiones de la misma.

3.9 Diseño de soldaduras

3.9.1 Soldadura de patines de viga a alma de columna

Soldadura CJP que según la tabla J2.5, la resistencia está controlada por el metal base.

3.9.2 Soldadura de placa de cortante a patín de columna

Soldadura CJP que según la tabla J2.5, la resistencia está controlada por el metal base.

3.9.3 Soldadura de placa de cortante a alma de viga

Soldadura de filete que según los requerimientos de la tabla J2.4 de la AISC 360-16, la mínima medida que debería tener el filete es de 5mm y la limitación de la sección J2b nos indica que no podría ser mayor que 8mm por tener un espesor de alma de 10mm.

La soldadura de la placa tendrá una excentricidad respecto de la carga cortante por lo que se utilizará el manual de construcción del AISC para diseñar dicha soldadura.

La soldadura de la placa de cortante se presenta en el siguiente esquema:

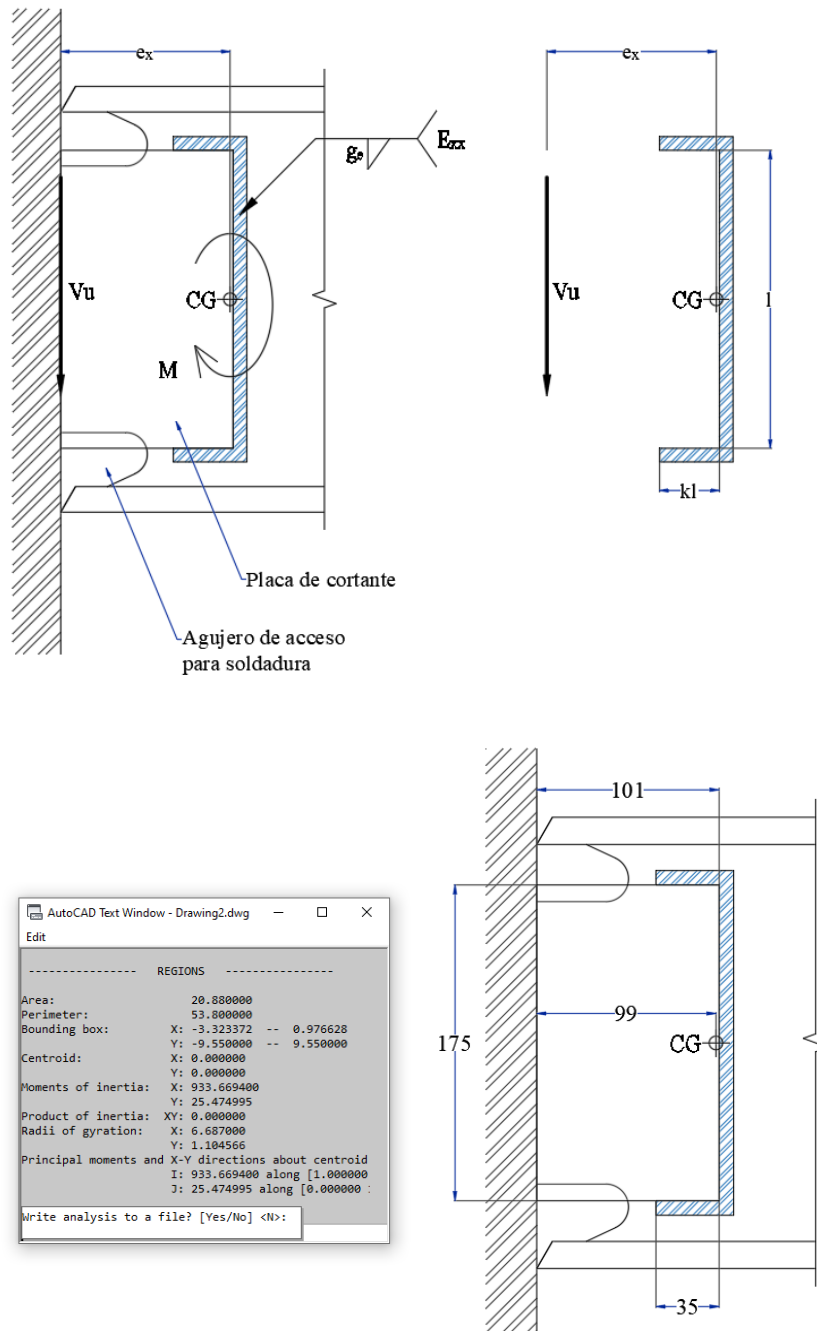


Ilustración 29 Esquema de soldadura placa de cortante (elaborado por el autor)

De la tabla 8-8 del manual de construcción en acero del AISC (AISC/Manual, 2012) podemos obtener la resistencia de la soldadura para un grupo de cordones con carga excéntrica con la configuración que presenta nuestra conexión. La tabla se presenta íntegramente a continuación.

Tabla 17 Coeficiente C tabla 8-8/AISC/Manual, 2012)

Table 8-8

Coefficients, C,

for Eccentrically Loaded Weld Groups

Angle = 0°

Available strength of a weld group, ϕR_n or R_n/Ω , is determined with
 $R_n = CC_1Dl$ ($\phi = 0.75$, $\Omega = 2.00$)

LRFD	ASD
$C_{min} = \frac{P_u}{\phi C_1 D l}$ $D_{min} = \frac{P_u}{\phi C C_1 l}$ $l_{min} = \frac{P_u}{\phi C C_1 D}$	$C_{min} = \frac{\Omega P_a}{C_1 D l}$ $D_{min} = \frac{\Omega P_a}{C C_1 l}$ $l_{min} = \frac{\Omega P_a}{C C_1 D}$

where

- P = required force, P_u or P_a , kips
- D = number of sixteenths-of-an-inch in the fillet weld size
- l = characteristic length of weld group, in.
- $a = e_x/l$
- e_x = horizontal component of eccentricity of P with respect to centroid of weld group, in.
- C = coefficient tabulated below
- C_1 = electrode strength coefficient from Table 8-3 (1.0 for E70XX electrodes)

Note: Shaded values indicate the value is based on the greatest available strength permitted by AISC Specification Sections J2.4, J2.4(a), J2.4(b) and J2.4(c).

a	k															
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
0.00	1.86	2.23	2.69	3.25	3.80	4.36	4.92	5.47	6.03	6.59	7.15	8.26	9.37	10.5	11.6	12.7
0.10	1.86	2.28	2.78	3.30	3.83	4.37	4.92	5.46	6.01	6.56	7.11	8.22	9.32	10.4	11.5	12.7
0.15	1.83	2.25	2.73	3.23	3.75	4.27	4.80	5.33	5.87	6.41	6.94	8.02	9.11	10.2	11.3	12.4
0.20	1.76	2.18	2.63	3.11	3.60	4.11	4.61	5.13	5.64	6.16	6.68	7.72	8.77	9.83	10.9	12.0
0.25	1.66	2.07	2.51	2.96	3.42	3.90	4.38	4.87	5.37	5.86	6.36	7.37	8.39	9.42	10.5	11.5
0.30	1.55	1.95	2.36	2.79	3.23	3.68	4.14	4.60	5.08	5.55	6.03	7.01	8.00	9.00	10.0	11.0
0.40	1.33	1.69	2.07	2.45	2.84	3.24	3.65	4.07	4.50	4.94	5.39	6.30	7.24	8.19	9.16	10.1
0.50	1.15	1.46	1.79	2.14	2.49	2.85	3.22	3.60	4.00	4.40	4.82	5.67	6.56	7.47	8.40	9.35
0.60	0.999	1.27	1.57	1.88	2.19	2.52	2.85	3.20	3.57	3.94	4.33	5.13	5.97	6.84	7.74	8.65
0.70	0.879	1.12	1.38	1.66	1.95	2.24	2.55	2.87	3.20	3.55	3.91	4.66	5.46	6.29	7.15	8.04
0.80	0.783	0.996	1.23	1.48	1.75	2.02	2.30	2.59	2.90	3.22	3.56	4.27	5.02	5.82	6.64	7.50
0.90	0.704	0.896	1.11	1.34	1.58	1.83	2.09	2.36	2.65	2.95	3.26	3.93	4.65	5.40	6.19	7.01
1.0	0.639	0.813	1.00	1.21	1.44	1.67	1.91	2.16	2.43	2.71	3.01	3.64	4.31	5.03	5.78	6.56
1.2	0.538	0.684	0.845	1.02	1.21	1.42	1.63	1.85	2.08	2.33	2.59	3.15	3.75	4.39	5.07	5.79
1.4	0.464	0.589	0.729	0.883	1.05	1.23	1.42	1.61	1.82	2.04	2.27	2.77	3.31	3.89	4.50	5.15
1.6	0.408	0.517	0.640	0.775	0.924	1.09	1.25	1.43	1.61	1.81	2.02	2.46	2.95	3.48	4.04	4.64
1.8	0.363	0.461	0.570	0.691	0.825	0.970	1.12	1.28	1.45	1.62	1.81	2.22	2.66	3.14	3.66	4.21
2.0	0.328	0.415	0.514	0.623	0.744	0.877	1.01	1.16	1.31	1.47	1.64	2.01	2.42	2.86	3.34	3.85
2.2	0.298	0.378	0.468	0.567	0.678	0.800	0.926	1.06	1.20	1.35	1.50	1.84	2.22	2.62	3.07	3.54
2.4	0.274	0.347	0.429	0.521	0.623	0.735	0.852	0.973	1.10	1.24	1.38	1.70	2.04	2.42	2.84	3.28
2.6	0.253	0.320	0.396	0.481	0.576	0.680	0.788	0.901	1.02	1.15	1.28	1.57	1.90	2.25	2.64	3.05
2.8	0.235	0.297	0.368	0.447	0.535	0.632	0.734	0.839	0.950	1.07	1.19	1.47	1.77	2.10	2.46	2.85
3.0	0.219	0.278	0.343	0.417	0.500	0.591	0.686	0.784	0.889	1.00	1.12	1.37	1.66	1.97	2.31	2.68
x	0.000	0.008	0.029	0.056	0.089	0.125	0.164	0.204	0.246	0.289	0.333	0.424	0.516	0.610	0.704	0.800

De esta manera se puede determinar el filete mínimo necesario para resistir el cortante último en nuestra rótula plástica mediante la expresión:

$$D_{\min} = \frac{P_u}{\phi C C_1 l}$$

Donde

$$P_u = 28.93 \text{ ton} = 63.65 \text{ Klb}$$

$$L = 175 \text{ mm} = 6.9''$$

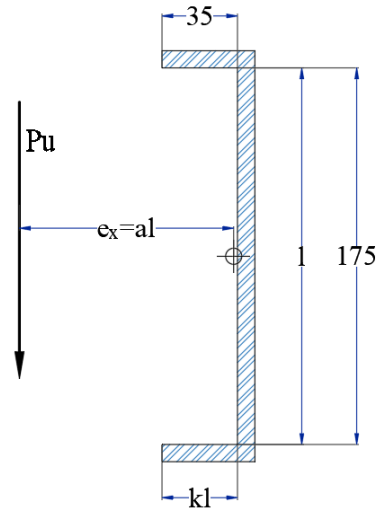
$$k = 35/175 = 0.2$$

$$e_x = 99 \text{ mm (obtenido de Autocad)}$$

$$a = 99/175 = 0.57$$

$$C_1 = 1 \text{ para electrodo E70}$$

$$C \text{ (interpolando)} = 1.64 \text{ de tabla 8-8}$$



Ecuación 22

$$D_{\min} = \frac{63.65}{0.75 * 1 * 1.64 * 6.9} = 7.50 \rightarrow 8/16'' \approx 13 \text{ mm}$$

$$R_n = C C_1 D l * f_u$$

Donde

$$D \approx 13 \text{ mm}$$

Entonces

Ecuación 23

$$\phi R_n = 0.75 * 1.64 * 1 * 8 * 6.9 = 67.90 \text{ Kips} = 30.86 \text{ ton} > P_u$$

Por lo que se debe aumentar el espesor de la placa de cortante a 15mm y la soldadura resiste las cargas aplicadas. Esto aumenta la resistencia al corte de la misma, que recalculando se tendría:

$$\phi V_n = 0.9 \cdot 0.6 \cdot 3.52 \cdot 17.5 \cdot 15 = 49.90 \text{ ton}$$

Se debe tomar en cuenta que según (ANSI/AISC 360, 2016) sección J2.2b, para placas de espesor mayor a 6mm, el filete de la soldadura debe ser 2mm menor a menos que la soldadura sea especialmente diseñada para ser construida para obtener el total de espesor de la garganta.

De esta manera, nuestra conexión queda diseñada según el esquema siguiente:

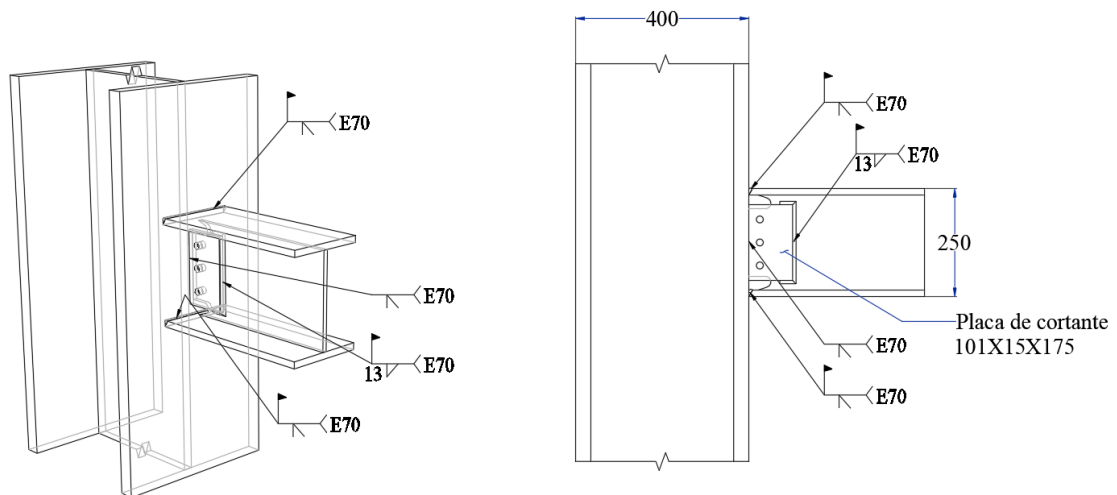


Ilustración 30 Esquema final de conexión (elaborado por el autor)

CAPÍTULO 4: MÉTODO DE LOS COMPONENTES

4.1 Identificación de los componentes activos en la junta.

Según (Eurocode 3, 1-8, 2005) en la tabla 6.1 se pueden identificar los siguientes componentes básicos activos en nuestra conexión.

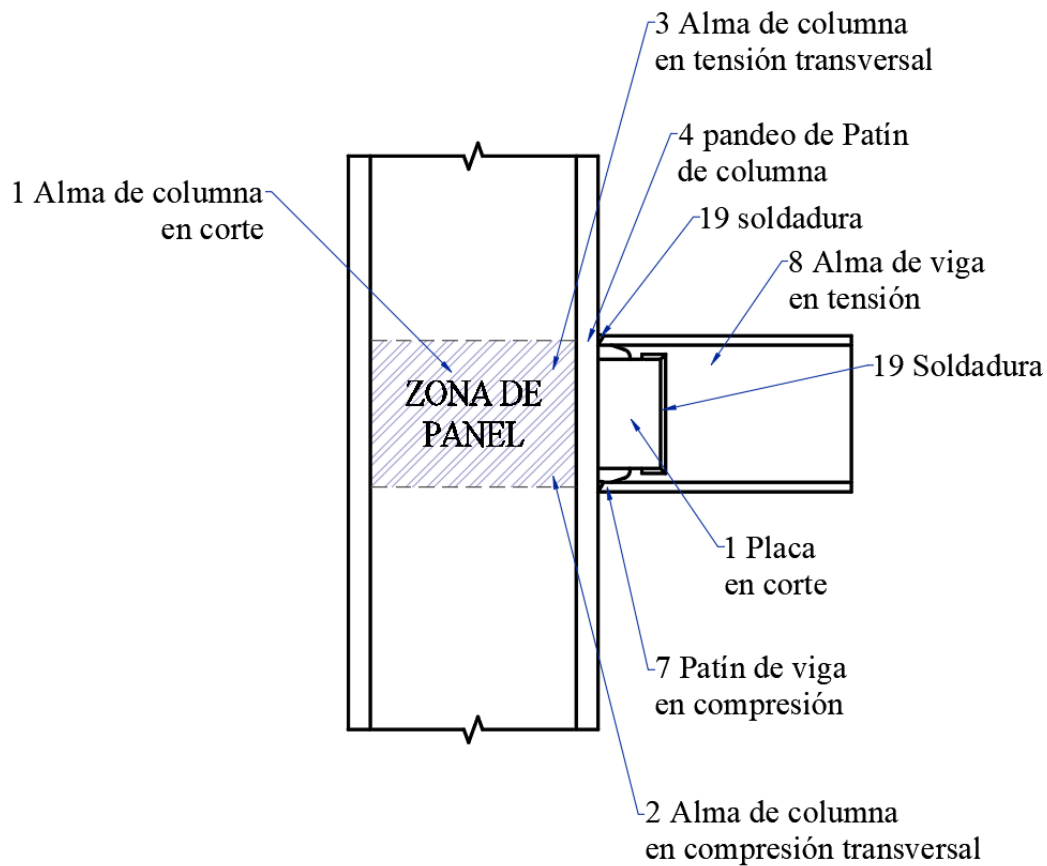
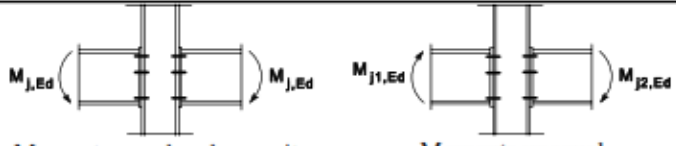


Ilustración 31 Esquema de componentes básicos de conexión. Orden de coeficientes de rigidez. (elaborado por el autor)

La tabla 6.9 de uniones con conexiones soldadas o con ángulos empernados al ala, nos indica los coeficientes de rigidez de los componentes básicos a ser tomados en cuenta en la conexión. (Eurocode 3, 1-8, 2005)

Tabla 18 Coeficientes de rigidez a tomarse en cuenta en la conexión (Eurocode 3, 1-8, 2005)

Table 6.9: Joints with welded connections or bolted angle flange cleat connections

Beam-to-column joint with welded connections	Stiffness coefficients k_i to be taken into account
Single-sided	$k_1; k_2; k_3$
Double-sided – Moments equal and opposite	$k_2; k_3$
Double-sided – Moments unequal	$k_1; k_2; k_3$
Beam-to-column joint with Bolted angle flange cleat connections	Stiffness coefficients k_i to be taken into account
Single-sided	$k_1; k_2; k_3; k_4; k_6; k_{10}; k_{11}^{*); k_{12}^{**)}$
Double-sided – Moments equal and opposite	$k_2; k_3; k_4; k_6; k_{10}; k_{11}^{*); k_{12}^{**)}$
Double-sided – Moments unequal	$k_1; k_2; k_3; k_4; k_6; k_{10}; k_{11}^{*); k_{12}^{**)}$
	<p>*) Two k_{11} coefficients, one for each flange;</p> <p>**) Four k_{12} coefficients, one for each flange and one for each cleat.</p>

Estos coeficientes de rigidez se pueden representar por resortes que poseen características de rigidez que al ensamblarse emulan el comportamiento de la conexión como lo enuncian (Jaspart, J.P.; Steenhuis, M.; Anderson, D., 1998) según el siguiente esquema:

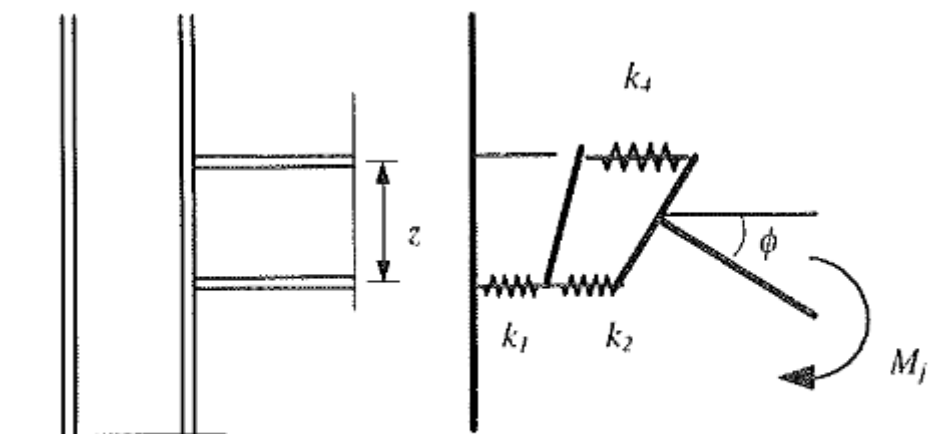


Figure 6 Spring model for an unstiffened welded joint.

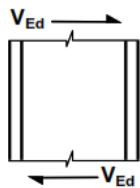
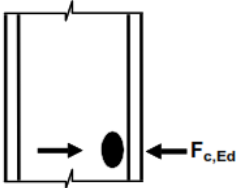
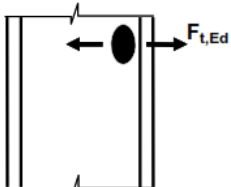
Ilustración 32 Modelo de resortes para una conexión soldada sin rigidizar (Jaspart, J.P.; Steenhuis, M.; Anderson, D., 1998)

4.2 Evaluación de características de elementos básicos.

De la tabla 6.1 (Eurocode 3, 1-8, 2005) podemos obtener los apartados para determinar las características de resistencia de los elementos básicos de la conexión como sigue:

Tabla 19 Componentes básicos de una junta (Eurocode 3, 1-8, 2005)

Table 6.1: Basic joint components

Component			Reference to application rules		
			Design Resistance	Stiffness coefficient	Rotation capacity
1	Column web panel in shear		6.2.6.1	6.3.2	6.4.2 and 6.4.3
2	Column web in transverse compression		6.2.6.2	6.3.2	6.4.2 and 6.4.3
3	Column web in transverse tension		6.2.6.3	6.3.2	6.4.2 and 6.4.3

4.2.1 Alma de columna en corte

4.2.1.1 Resistencia de diseño (Eurocode 3, 1-8, 2005) 6.2.6.1

$$V_{wp,Rd} = \frac{0.9f_{y,wc}A_{vc}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} \quad (6.7)$$

Donde:

$V_{wp,Rd}$ es la resistencia a corte de diseño plástico

$f_{y,wc}$ es el esfuerzo de fluencia del alma de la columna

A_{wc} es el área de corte del alma de la columna según (Eurocode 3, 1-1, 2005)

$$A_{vc} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \quad (\text{Eurocode 3, 1-1, 2005}) \quad 5.4.6.2$$

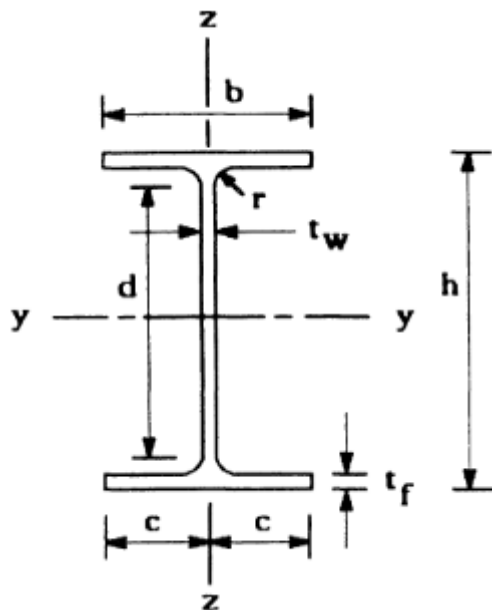


Ilustración 33 Dimensiones y ejes de las secciones (Eurocode 3, 1-1, 2005)

A es el área bruta de la sección de la columna = 353.07 cm²

r=10mm

$$A_{vc} = 353.07 - 2 * 40 * 3.5 + (2.2 + 2 * 1)3.5$$

Ecuación 24

$$A_{vc} = 87.77 \text{ cm}^2$$

γ_{M0} es un factor de seguridad, en este caso = 1

Ecuación 25

$$V_{wp,Rd} = \frac{0.9 * 3.52 * 87.77}{\sqrt{3}} = 160.54 \text{ ton}$$

4.2.1.2 Coeficiente de rigidez (Eurocode 3, 1-8, 2005) 6.3.2

$$k_1 = \frac{0.38 * A_{VC}}{\beta z}$$

Donde:

A_{VC} es el área de corte de la columna =87.77cm²

β es el parámetro de transformación de (Eurocode 3, 1-8, 2005) tabla 5.4=1

z es brazo de palanca de la viga =d-t_f=40-3.5=26.5cm

Ecuación 26

$$k_1 = \frac{0.38 * 87.77}{1 * 26.5} = 1.126$$

4.2.1.3 Capacidad rotacional (Eurocode 3, 1-8, 2005) 6.4.3

$$\phi_{Cd} = 0.025 h_c/h_b \quad (6.33)$$

Ecuación 27

$$\phi_{Cd} = 0.025 40/25 = 0.04 \text{ rad}$$

4.2.2 Alma de columna en compresión transversal

4.2.2.1 Resistencia de diseño (Eurocode 3, 1-8, 2005) 6.2.6.2

La resistencia de diseño del alma de la columna sin rigidizar sometida a compresión transversal se debe determinar según:

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

Pero

$$F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} \quad (6.9)$$

Donde

ω es el factor de reducción para permitir posibles efectos de interacción con el corte en la columna de la tabla 6.3 igual a ω_1

$$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 \left(b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{vc} \right)^2}}$$

$b_{eff,c,wc}$ para una conexión soldada es:

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_b + 5(t_{fc} + s)$$

$a_b=1\text{cm}$; $t_{fb}=1.5\text{cm}$; $t_{fc}=3.5\text{cm}$; $s=1\text{cm}$

$$b_{eff,c,wc} = 1.5 + 2\sqrt{2} + 5(3.5 + 1)$$

Ecuación 28

$$b_{eff,c,wc} = 26.83\text{cm}$$

Por lo tanto:

$$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 \left(26.83 * 2.2 / 87.77 \right)^2}}$$

Ecuación 29

$$\omega_1 = 0.66$$

Entonces:

Ecuación 30

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{0.66 * 1 * 27.53 * 2.2 * 3.52}{1} = 140.58 \text{ ton}$$

4.2.2.2 Coeficiente de rigidez (Eurocode 3, 1-8, 2005) 6.3.2

$$k_2 = \frac{0.7 * b_{eff.c.wc} * t_{wc}}{d_c}$$

Ecuación 31

$$k_2 = \frac{0.7 * 26.83 * 2.2}{25} = 1.65$$

4.2.2.3 Capacidad de rotación (Eurocode 3, 1-8, 2005) 6.4.3

$$\phi_{Cd} = 0.025 h_c/h_b \quad (6.33)$$

Ecuación 32

$$\phi_{Cd} = 0.025 40/25 = 0.04 \text{ rad}$$

4.2.3 Alma de columna en tensión transversal

4.2.3.1 Resistencia de diseño (Eurocode 3, 1-8, 2005) 6.2.6.3

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{Mo}}$$

Ecuación 33

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{0.66 * 26.83 * 2.2 * 3.52}{1} = 140.58 \text{ ton}$$

4.2.3.2 Coeficiente de rigidez (Eurocode 3, 1-8, 2005) 6.3.2

$$k_3 = \frac{0.7 * b_{eff,t,wc} * t_{wc}}{d_c}$$

Ecuación 34

$$k_3 = \frac{0.7 * 26.83 * 2.2}{25} = 1.65$$

4.2.3.3 Capacidad de rotación (Eurocode 3, 1-8, 2005) 6.4.3

$$\phi_{Cd} = 0.025 h_c/h_b \quad (6.33)$$

Ecuación 35

$$\phi_{Cd} = 0.025 40/25 = 0.04 \text{ rad}$$

4.3 Tabla de resultados de componentes básicos

Se muestra una compilación de los componentes básicos con los valores de resistencia, rigidez y capacidad de rotación.

Tabla 20 Compilación de resultados para componentes básicos

COMPONENTE BÁSICO	RESISTENCIA DE DISEÑO (ton)	COEFICIENTE DE RIGIDEZ (ton-m/rad)	CAPACIDAD DE ROTACIÓN (rad)
4.2.1 Alma de columna en corte	160.54	1.126	0.04
4.2.2 Alma de columna en compresión	140.58	1.65	0.04
4.2.3 Alma de columna en tensión	140.58	1.65	0.04

4.4 Rigidez rotacional inicial de la conexión. (Eurocode 3, 1-8, 2005) 6.3

Se determina a partir de la flexibilidad de sus componentes básicos representada por un coeficiente de rigidez k obtenidos anteriormente y se tiene:

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (6.27)$$

Donde:

E es el módulo de elasticidad del acero 2040 ton/cm²

k_i es el coeficiente rotacional de cada elemento básico

z es el brazo de palanca, en este caso para nuestra viga sería 25-1.5=23.5cm

μ es la relación de rigideces S_{j,ini}/S_j que en el caso de S_{j,ini} vale 1

Por lo tanto:

Ecuación 36

$$S_{j,ini} = \frac{2040 * 23.5^2}{1.126 + 1.65 + 1.65} = 51.329,43 \text{ ton.m/rad}$$

4.5 Momento resistente de diseño $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \min f_i * z$$

Donde $\min f_i$ es la menor resistencia de los elementos básicos, en este caso 140.58 ton

y z es el brazo de palanca, en este caso 23.5cm, por lo tanto:

Ecuación 37

$$M_{j,Rd} = 140.58 * 23.5 = 33.04 \text{ ton.m}$$

4.6 Curva Momento-Rotación de la conexión

4.6.1 Puntos característicos de la curva:

* El primer punto define la zona elástica de la curva determinada por la rigidez inicial cuando se alcanzan los 2/3 del momento de diseño $M_{j,Rd}$.

* El segundo punto requiere definir la rigidez en la zona de plastificación cuando se alcanza el momento de diseño $M_{j,Rd}$. Como se había definido, μ es la relación $S_{j,ini}/S_j$ por lo que:

$$\mu = \frac{S_{j,ini}}{S_j} \quad \text{entonces:} \quad S_j = \frac{S_{j,ini}}{\mu}$$

Para la zona de plastificación, es decir $2/3M_{j,Rd} < M_j < M_{j,Rd}$

$$\mu = (1.5M_{j,Ed}/M_{j,Rd})^\Psi \quad 6.28b$$

El coeficiente Ψ se obtiene de la tabla 6.8 (Eurocode 3, 1-8, 2005)

Tabla 21 Coeficiente Ψ (Eurocode 3, 1-8, 2005)

Table 6.8: Value of the coefficient ψ

Type of connection	ψ
Welded	2,7
Bolted end-plate	2,7
Bolted angle flange cleats	3,1
Base plate connections	2,7

Por lo tanto se tiene:

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{(1.5M_{j,Ed}/M_{j,Rd})^{\psi}}$$

Para $M_{j,Ed1} = M_{j,Rd} = 33.04 \text{ ton-m}$ se tiene:

Ecuación 38

$$S_j = \frac{51329.43}{(1.5 * 33.04/33.04)^{2.7}} = 17175.92 \text{ ton - m/rad}$$

Por lo que

Ecuación 39

$$\phi_{Ed1} = \frac{33.04}{17175.92} = 1.92E - 03 \text{ rad}$$

* El tercer punto se lo obtiene de la misma manera con un valor intermedio de $M_{j,Ed2} = 30 \text{ ton-m}$ y se obtiene:

Para $M_{j,Ed2} = 30.00 \text{ ton-m}$ se tiene:

Ecuación 40

$$S_j = \frac{51329.43}{(1.5 * 30.00/33.04)^{2.7}} = 22289.52 \text{ ton - m/rad}$$

Por lo que

Ecuación 41

$$\phi_{Ed1} = \frac{30}{22289352} = 1.35E - 03 \text{ rad}$$

* El cuarto punto es en la zona de fluencia por plastificación donde se llega a la máxima rotación manteniendo el momento de diseño $M_{j,Rd}$

4.7 Tipo de conexión según la rigidez

Los límites para determinar el tipo de conexión según su rigidez se presentan en el apartado 5.2.2.5 (Eurocode 3, 1-8, 2005) en la figura 5.4 que enuncia:

Zona 1: rígida si $S_{j,ini} \geq k_b EI_b / L_b$

donde $k_b=25$; $E=2040\text{ton/cm}^2$; I_b es el segundo momento de área de la viga= 8352cm^4 ; L_b es el vano libre de la viga= 4.50m , por lo tanto:

Ecuación 42

$$\frac{k_b EI_b}{L_b} = \frac{25 * 2040 * 8352}{450} = 9465.6 \frac{\text{ton} - \text{m}}{\text{rad}} < S_{j,ini}$$

Por lo tanto, la conexión es rígida

Con estos puntos la curva Momento-Rotación queda definida de la siguiente manera

Tabla 22 Puntos característicos de diagrama Momento-Rotación

PUNTOS	M	Ø
0	0	0.00E+00
$2/3M_{j,Rd}$	22.03	4.30E-04
$M_{j,Ed2}$	30	1.30E-03
$M_{j,Ed1}$	33.04	1.90E-03
$M_{j,Rd}$	33.04	4.00E-02

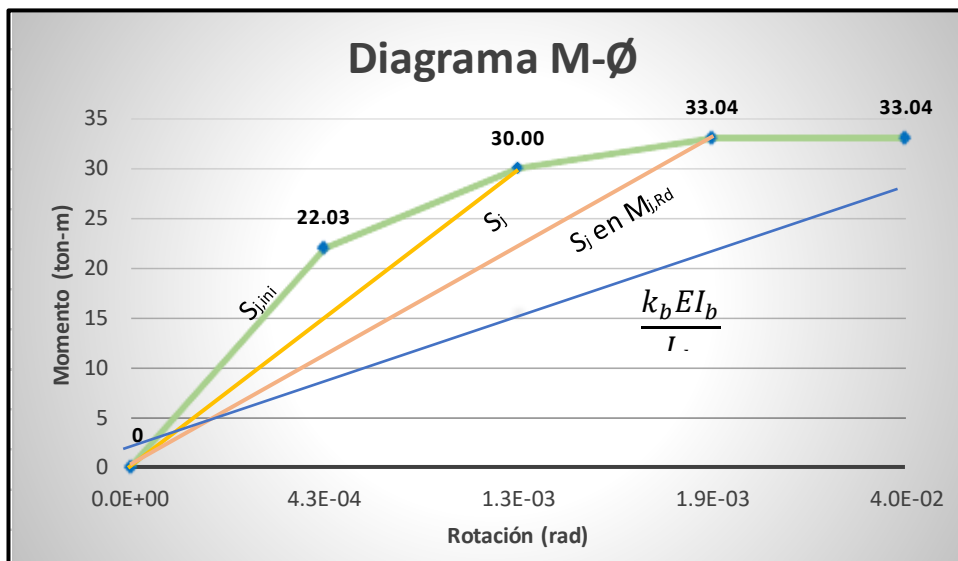


Ilustración 34 Diagrama Momento-Rotación (elaborado por el autor)

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 Presentación de resultados

5.1.1 Diseño de la conexión

Del diseño de la conexión basado en normativa AISC se ha obtenido los siguientes resultados:

$$M_{pr} = 52.12 \text{ t.m} \quad (\text{ec. 7})$$

$$v_u = 28.93 \text{ ton} \quad (\text{ec. 8})$$

$$P_f = 184.59 \text{ ton} \quad (\text{ec. 13})$$

$$\phi R_n = 242.41 \text{ ton} \quad (\text{ec. 14}) \text{ flexión local de patín}$$

$$\phi R_n = 202.12 \text{ ton} \quad (\text{ec. 15}) \text{ fluencia local del alma}$$

$$\phi R_n = 324.60 \text{ ton} \quad (\text{ec. 16}) \text{ aplastamiento del alma}$$

$$\phi R_n = 487.05 \text{ ton} \quad (\text{ec. 17}) \text{ pandeo del alma comprimida}$$

$$\phi R_n = 279.04 \text{ ton} \quad (\text{ec. 19}) \text{ corte en zona de panel}$$

$$\phi V_n = 49.90 \text{ ton} \quad (\text{ec. 21 recalculada}) \text{ placa de cortante}$$

$$\phi R_n = 30.86 \text{ ton} \quad (\text{ec. 23}) \text{ resistencia de soldadura}$$

5.1.2 Método de los componentes.

Del análisis por el método de los componentes se tiene:

$$V_{wp,Rd} = 160.54 \text{ ton} \quad (\text{ec. 25}) \text{ resistencia alma de columna en corte}$$

$$k_1 = 1.126 \quad (\text{ec. 26}) \text{ rigidez alma de columna en corte}$$

$$F_{c,wc,Rd} = 140.58 \text{ ton} \quad (\text{ec. 30}) \text{ resistencia alma de columna en compresión}$$

$$k_2 = 1.65 \quad (\text{ec. 31}) \text{ rigidez alma de columna en compresión}$$

$$F_{t,wc,Rd} = 140.58 \text{ ton} \quad (\text{ec. 33}) \text{ resistencia alma de columna en tensión}$$

$$k_3 = 1.65 \quad (\text{ec. 34}) \text{ rigidez alma de columna en tensión}$$

$$S_{j,ini} = 51.329,43 \text{ ton.m/rad} \quad (\text{ec. 36}) \text{ rigidez inicial de la conexión}$$

$$M_{j,Rd} = 33.04 \text{ ton.m} \quad (\text{ec. 37}) \text{ momento resistente de diseño}$$

5.2 Análisis de resultados

De los resultados obtenidos en los dos métodos, podemos observar que existe un valor análogo en cada uno que es el momento probable de la conexión. En el diseño basado en el AISC se obtuvo un valor de 52.12 ton-m y en el análisis por el método de los componentes se tuvo un valor de 33.04 ton-m. Si se parte de que las condiciones de resistencia de la conexión están dadas por sus materiales y elementos conectados, los mismos en ambos casos, nos podemos dar cuenta que la diferencia de estos valores proviene de los factores de sobre resistencia que, si toma en cuenta la normativa AISC, es decir el $C_{Pr}=1.4$ proveniente de las condiciones de la conexión y el $R_y=1.1$ proveniente de los materiales.

Por otro lado, la rigidez obtenida en el método de los componentes nos indica que nuestra conexión es rígida. Esto confirma que se trata de una conexión totalmente restringida (FR) resistente a momentos.

Según la sección E3.6b de las provisiones sísmicas (ANSI/AISC 341, 2016) la conexión debe ser capaz de acomodar un ángulo de deriva de piso de al menos 0.04rad. Según la capacidad rotacional de nuestra conexión obtenida del método de los componentes, podemos ver que justamente es de 0.04 rad, por lo que cumplimos con este requisito

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

a) La conexión precalificada WUF-W es apta para resistir las cargas a las que está sujeta la estructura dentro de un marco sísmico local en la ciudad de Manta-Ecuador

b) El desempeño estructural de una conexión se basa en definir la relación demanda/capacidad de sus elementos. Mediante la definición de los máximos valores de corte y momento a los cuales estarían sometidos los elementos conectados, comparados

con los estados límite que se presentan, se ha diseñado satisfactoriamente nuestra conexión.

c) Los códigos americanos de diseño utilizados como AISC 341, 358 y 360 proveen las herramientas necesarias para el diseño de la conexión. Asimismo, los códigos europeos como el Eurocódigo 3, partes 1-1 y 1-8, nos permiten clasificar la conexión por sus propiedades de resistencia y rigidez, así como desarrollar su diagrama Momento-Rotación.

d) El Eurocódigo no considera factores de sobre resistencia de la conexión. Por otro lado, la normativa AISC se fundamenta en los análisis post Northridge que realizó el proyecto SAC, donde se constató y comprobó que las muestras ensayadas a escala real, desarrollaron mayores resistencias a las esperadas en todos los ensayos, esto permite implementar factores como el C_{Pr} y el R_y que teóricamente aumenta la resistencia de la conexión.

e) Si se toma en cuenta los coeficientes de sobre resistencia del AISC en el momento resistente obtenido por el método de los componentes, es decir, $33.04 \cdot 1.4 \cdot 1.1$ se obtiene un valor de 50.9 ton-m que es similar al $M_{Pr}=52.1$ ton-m, lo que confirma que los principios físicos son los mismos y no dependen de la normativa que se utilice.

f) La capacidad rotacional de la conexión (0.04 rad) está dentro de los límites proporcionados por las provisiones sísmicas del AISC 341 sección E3.6b literal “a” que para pórticos especiales a momentos (SMF) es de al menos 0.04rad, por lo que la gran rigidez de la conexión, no se contrapone a los requerimientos de capacidad rotacional.

g) Las secciones utilizadas en este diseño tienen una baja relación demanda/capacidad y esto tiene injerencia en no requerir de elementos adicionales como placas de continuidad o “doubler plates” en la zona de panel para cumplir con las sollicitaciones de diseño.

6.2 Recomendaciones

a) Las normativas internacionales generalmente utilizan las tecnologías desarrolladas por terceros. Para poder entender ciertos conceptos que se utilizan en

diferentes diseños como momento probable, factor de sobre resistencia entre otros, se recomienda la investigación bibliográfica de fuentes como FEMA (Federal Emergency Management Agency), encargados de las investigaciones que tienen que ver entre otras cosas, con el desempeño de las estructuras involucradas en eventos sísmicos.

b) Como se puede observar, los pórticos resistentes a momentos poseen una gran capacidad de absorción de energía. Se recomienda el uso de estos en conjunto con pórticos ordinarios para garantizar el desempeño e integridad de una estructura emplazada en zonas sísmicas.

c) Debido al protagonismo que posee una conexión dentro de la integridad estructural como se pudo observar en las investigaciones post Northridge, la sensibilidad de las resistencias de las conexiones en sus diferentes estados límite y a la incertidumbre inicial de cuál de ellas rige un diseño, se recomienda al diseñador la optimización de la estructura y el chequeo minucioso de cada conexión así como de sus componentes para garantizar la disipación de energía por deformación plástica controlada de las estructuras.

d) La normativa AISC 358 provee una amplia variedad de conexiones precalificadas que se pueden implementar en los diseños estructurales. Se recomienda evitar el uso de cualquier tipo de conexión que no posea la calidad de precalificada, de tal manera que se garantice y maximice la seguridad del usuario.

e) El correcto uso de las normativas posibilita al diseñador poseer habilidades de toma de decisiones que optimicen el diseño. Se recomienda el uso de normativas actualizadas que utilicen los más recientes avances en cuando a desempeño estructural.

f) Se debe tomar en cuenta que el desempeño estructural se basa en la asunción de que la construcción se realizará bajo los mismos criterios de diseño, por lo tanto se recomienda el seguimiento durante la etapa de construcción para verificar que se reproduzca en obra las condiciones de diseño, tanto en geometrías como en el tipo de material que se haya considerado, pues la variación de estos parámetros, podrían incurrir en un comportamiento no esperado de la estructura ante un evento sísmico.

Bibliografía

AISC/Manual. (2012, Septiembre). Seismic Design Manual. *Second Edition*. United States.

ANSI/AISC 341. (2016). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. *Reporte No. ANSI/AISC 341-16*. Chicago, Illinois, United States of America.

ANSI/AISC 358. (2018). Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. *Reporte No. ANSI/AISC 358s1-18*. Chicago, United States.

ANSI/AISC 358. (2018). Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. *Reporte No. ANSI/AISC 360-18*. Chicago, United States.

ANSI/AISC 360. (2016). Specification for Structural Steel Buildings. *Reporte No. ANSI/AISC 360-16*. Chicago, United States.

ASCE/SEI. (2016). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. *Reporte No. ASCE/SEI 7-16*. Reston, Virginia, United States of America: The American Society of Civil Engineers.

Breneau, M., Chia-Ming, U., & Sabelli, R. (1998). *Ductil Design of Steel Structures*. Chicago: McGraw Hill.

ECUAVISA. (2016, ago 20). *Presidente actualiza cifra de fallecidos en el terremoto Ecuador*. Retrieved from <https://www.ecuavisa.com/noticias/presidente-actualiza-cifra-fallecidos-terremoto-ecuador-FPEC186311>

EPN, I. G. (2023). www.igepn.edu.ec. Retrieved from <https://www.igepn.edu.ec/peligro-sismico>

Eurocode 3, 1-1. (2005). Design of steel structures - Part 1-1. *General rules and rules for buildings*. Brussels, Belgium.

Eurocode 3, 1-8. (2005). Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints. Brussels, Belgium.

FEMA. (2000, sep). State of the Art Report on Past Performance of Steel Moment-Frame Buildings in Earthquakes. *FEMA 355*. Washington, DC, United States.

Gil-Martin, L.M.; Hernandez-Montes, E. (2020). A compact and simpler formulation of the component method for steel connections. (E. Ltd., Ed.) *Journal of Constructional Steel Research*.

Jaspart, J.P.; Steenhuis, M.; Anderson, D.;. (1998). Characterisation of the Joint Properties by Means of the Component Method.

McCormac, J., & Csernak, S. (2013). *Diseño de Estructuras de Acero*. Mexico, DF: Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V.

NEC. (2014, Diciembre). Estructuras de acero. Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

NEC-SE-DS. (2014, diciembre). Peligro Sísmico. *Diseño Sismoresistente*. Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

NEC-SE-RE. (2014, Diciembre). Riesgo Sísmico. *Evaluación, Rehabilitación de Estructuras*. Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

Telemundo 52. (2019, ene 16). Retrieved from Northridge: 29 años después del terremoto fatídico: <https://www.telemundo52.com/noticias/terremotos-en-california/terremoto-de-northridge-destrozo-los-angeles-hace-25-anos/2337/>