

CONSTANCIA DE DEFENSA PÚBLICA DE PROYECTO DE GRADUACIÓN

Proyecto de Graduación defendido públicamente ante el Tribunal Evaluador, integrado por los profesores Ing. Sonia Vargas Calderón, Ing. Ángel Navarro Mora, Ing. Gustavo Rojas Moya, Ing. Mauricio Araya Rodríguez, como requisito parcial para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción, del Instituto Tecnológico de Costa Rica.

TEC | Tecnológico
de Costa Rica

Firmado digitalmente por
SONIA VARGAS CALDERON
(FIRMA)
Fecha: 2022.04.28 11:11:23
-06'00'

Ing. Sonia Vargas Calderón.
En representación del Director

GUSTAVO
ADOLFO
ROJAS MOYA
(FIRMA)

Firmado digitalmente
por GUSTAVO
ADOLFO ROJAS MOYA
(FIRMA)
Fecha: 2022.05.02
08:49:33 -06'00'

Ing. Gustavo Rojas Moya.
Profesor Lector

ANGEL
HUMBERTO
NAVARRO
MORA (FIRMA)

Firmado digitalmente
por ANGEL
HUMBERTO NAVARRO
MORA (FIRMA)
Fecha: 2022.04.28
18:08:10 -06'00'

Ing. Ángel Navarro Mora.
Profesor Guía

MAURICIO
ESTEBAN ARAYA
RODRIGUEZ
(FIRMA)

Firmado digitalmente
por MAURICIO
ESTEBAN ARAYA
RODRIGUEZ (FIRMA)
Fecha: 2022.05.01
13:45:30 -06'00'

Ing. Mauricio Araya Rodríguez.
Profesor Observador

Guía para el diseño de conexiones de estructuras en acero

Abstract

This project has the objective of developing a guide for the design of connections in steel structures to help the students with their understanding in steel design. To achieve this, it was necessary to study design guides, including the national and international ones, and other books to understand the design process.

In this project, a document composed by six chapters was developed, in which was included information about bolts and welds, the limit states that affect elements in connections, the types of connections, the considerations about the process of design related to shear and prequalified connections and basic information about the detailing of steel connections. This guide also includes spreadsheets developed with the software Smath Studio to be a support to the understanding process of the connections studied in the guide.

Keywords: structures, steel, connections, shear connections, moment connections.

Resumen

Este proyecto tiene como objetivo el desarrollo de una guía para el diseño de conexiones de estructuras en acero para contribuir con estudiantes en su formación y estudio del diseño de estructuras de acero. Para ello se estudiaron las normas, nacionales e internacionales, y documentos de texto con el fin de comprender su diseño.

Se desarrolló una guía compuesta por seis capítulos, donde se explican las consideraciones de los pernos y soldaduras como elementos en conexiones, los estados límites presentes en diferentes conexiones, los tipos de conexiones, las consideraciones acerca del diseño de conexiones a cortante y las precalificadas a momento y finalmente se enumeraron aspectos básicos a tomar en cuenta para el detallado de elementos de acero en conexiones. La guía además incluye hojas de cálculo, desarrolladas en el software Smath Studio, que son de apoyo a la guía con todas las conexiones estudiadas.

Palabras claves: estructuras, acero, conexiones a cortante, conexiones a momento.

Guía para el diseño de conexiones de estructuras en acero

MARTÍN ALEJANDRO PICADO PIEDRA

Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Abril del 2022

**INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN**

Índice

Índice de figuras	2
Índice de cuadros	3
Prefacio	5
Resumen ejecutivo	7
Objetivos	9
Alcances y limitaciones	10
Marco teórico	11
Metodología	28
Resultados	31
Análisis de resultados	55
Conclusiones	59
Recomendaciones	60
Referencias bibliográficas	61
Apéndices	63

Índice de figuras

1.	Diagrama de esfuerzo y deformación característico del acero.	12
2.	Especificaciones del ASTM para perfiles en acero.	13
3.	Esfuerzo de tensión en el área transversal de un elemento.	14
4.	Elemento sometido a esfuerzos de cortante.	15
5.	Elemento sometido a esfuerzos de aplastamiento.	16
6.	Esfuerzos de flexión en una viga sometida a momento.	17
7.	Conexión rígida entre viga y columnas.	19
8.	Conexión a cortante entre viga y columnas.	20
9.	Conexión semirrígida entre viga y columnas.	20
10.	Perno de uso estructural.	21
11.	Tipos de perforaciones para pernos de uso estructural.	22
12.	Distancias entre perforaciones para pernos de uso estructural.	22
13.	Resistencia nominal a cortante y tensión para pernos.	23
14.	Proceso de soldadura de uso estructural.	24
15.	Soldadura de arco metálico protegido.	25
16.	Soldadura de arco sumergido.	25
17.	Soldadura de de ranura completa.	26
18.	Soldadura de ranura parcial.	26
19.	Soldadura de filete.	27
20.	Dimensiones de soldaduras de filete.	27
21.	Tamaño de soldaduras de filete para diferentes espesores de elementos.	27
22.	Actividades realizadas para el desarrollo de este proyecto.	30
23.	Portada de la guía.	31
24.	Detalle de la conexión a cortante con dos angulares totalmente apernados.	35
25.	Detalle de la conexión a cortante con dos angulares apernados-soldados.	38
26.	Detalle de la conexión a diseñar.	40
27.	Detalle de la conexión a cortante con placa simple.	42
28.	Detalle de la conexión a cortante con placa simple con dos filas de pernos.	46
29.	Conexión con sección de viga reducida que se diseña por medio de la hoja de cálculo elaborada.	49
30.	Conexión con con placa extrema empernada sin rigidizar que se diseña por medio de la hoja de cálculo elaborada.	50
31.	Conexión con placa extrema empernada rigidizada que se diseña por medio de la hoja de cálculo elaborada.	51
32.	Conexión con placas en patines empernados que se diseña por medio de la hoja de cálculo elaborada.	52
33.	Conexión con patines soldados sin refuerzo y alma soldada que se diseña por medio de la hoja de cálculo elaborada.	53

Índice de cuadros

1.	Combinaciones de carga para obtener las cargas últimas de diseño.	18
2.	Cargas de diseño de la conexión a cortante con dos angulares totalmente apornados.	35
3.	Propiedades de las vigas de la conexión a cortante con dos angulares totalmente apornados.	36
4.	Propiedades de los angulares de la conexión a cortante con dos angulares totalmente apornados.	36
5.	Propiedades de los pernos de la conexión a cortante con dos angulares totalmente apornados.	36
6.	Comparación entre los resultados de la hoja de cálculo y la guía de ejemplos del AISC para el ejemplo II.A-4.	37
7.	Propiedades de las soldaduras de la conexión a cortante con dos angulares apornados-soldados.	38
8.	Comparación entre los resultados de la hoja de cálculo y la guía de ejemplos del AISC el ejemplo II.A-5.	39
9.	Cargas de diseño de la conexión a cortante con dos angulares totalmente soldados.	40
10.	Propiedades de las vigas de la conexión a cortante con dos angulares totalmente soldados.	41
11.	Propiedades de los angulares de la conexión a cortante con dos angulares totalmente soldados.	41
12.	Propiedades de las soldaduras de la conexión a cortante con dos angulares totalmente soldados.	41
13.	Comparación entre los resultados de la hoja de cálculo y la guía de ejemplos del AISC para el ejemplo II.A-3.	42
14.	Cargas de la conexión a cortante con placa simple.	43
15.	Propiedades de las vigas de la conexión a cortante con placa simple.	43
16.	Propiedades de la placa de la conexión a cortante con placa simple.	43
17.	Propiedades de los pernos de la conexión a cortante con placa simple.	44
18.	Propiedades de las soldaduras de la conexión a cortante con placa simple.	44
19.	Comparación entre los resultados de la hoja de cálculo y la guía de ejemplos del AISC para el ejemplo II.A-18.	45
20.	Cargas de la conexión a cortante con placa simple con dos filas de pernos.	46
21.	Propiedades de las viga y columna de la conexión a cortante con placa simple con dos filas de pernos.	47
22.	Propiedades de la placa de la conexión a cortante con placa simple con dos filas de pernos.	47
23.	Propiedades de los pernos de la conexión a cortante con placa simple con dos filas de pernos.	47

24.	Propiedades de las soldaduras de la conexión a cortante con placa simple con dos filas de pernos.	48
25.	Comparación entre los resultados de la hoja de cálculo y la guía de ejemplos del AISC para el ejemplo II.A-19A.	48
26.	Propiedades de la viga y columna usadas para las hojas de cálculo de diseño de conexiones precalificadas a momento.	49
27.	Resultados de la hoja de cálculo para el diseño de conexiones con sección de viga reducida.	50
28.	Resultados de la hoja de cálculo para el diseño de conexiones con placa extrema empernada sin rigidizar.	51
29.	Resultados de la hoja de cálculo para el diseño de conexiones con placa extrema empernada rigidizada.	52
30.	Resultados de la hoja de cálculo para el diseño de conexiones con placas en patines empernados.	53
31.	Resultados de la hoja de cálculo para el diseño de conexiones con patines soldados sin refuerzo y alma soldada.	54

Prefacio

Junto con el concreto y la madera, el acero es uno de los materiales utilizados para la construcción de estructuras en el país, desde su uso en vigas de puentes hasta edificios. De acuerdo con McCormac & Csernak (2012), el acero es el material por excelencia en Estados Unidos debido a su versatilidad, en comparación con otros materiales, su gran resistencia, poco peso y facilidad de fabricación. A la hora de utilizar el acero como material, uno de los aspectos a considerar son las conexiones entre los elementos, ya que su diseño y construcción influye directamente en si el comportamiento de la estructura será como se predijo en el modelo estructural.

Un ejemplo de la importancia de esto es como la FEMA (2000), a partir del terremoto de Northridge en 1994 en Estados Unidos realizó cambios en los criterios de diseño previos a ese año debido a que se detectó cómo en las conexiones viga-columna se presentaron fallas frágiles, dejando en evidencia la importancia que tienen las conexiones en estructuras de acero. A partir de esta situación, se genera un problema debido a la falta de estudio que se le da a este tema en los cursos de diseño de estructuras de acero, debido principalmente a la falta de tiempo por la cantidad de temas que se abarcan y la dificultad de abordar el diseño en detalle (Green, Sposito & Veltri, 2002). Y es que como mencionan estos autores, muchas veces en la academia se suelen estudiar estructuras idealizadas con un comportamiento definido, cuando en la realidad lograrlo requiere de un trabajo de mayor entendimiento.

Es a partir de esto que nace la necesidad de poder generar una guía para estudiantes que pueda ser consultada para el estudio de las conexiones de elementos de acero.

Agradecimientos

Le agradezco a la vida por permitirme culminar esta etapa lleno de salud y bienestar.

Gracias a pa y ma por su amor, y por esfuerzo para que a mí y Tomás no nos haya faltado nada. Sin ustedes, no hubiera podido lograr esto.

A Tomás, mi mejor amigo, por su apoyo y amistad.

A JJ por ser mi mejor amiga y compañera de vida durante estos últimos años.

Al profesor Angel Navarro por sus consejos y ayuda para el desarrollo del presente proyecto.

Resumen ejecutivo

El proyecto consistió en el desarrollo de una guía para el diseño y construcción de conexiones de estructuras en acero. Se consultó con los libros de texto de los autores McCormac & Csernak (2012) y Vinnakota (2006) para entender los requerimientos para el diseño de conexiones de estructuras en acero en sistemas tipo marco para, posteriormente, consultar con las normas de diseño internacionales y nacionales. Dentro de las normas consultadas, se puede mencionar el AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016), el manual del AISC (AISC, 2017) y el Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2014).

El primer capítulo corresponde al de elementos de unión, el cual da a conocer las principales consideraciones sobre los pernos y las soldaduras. El Capítulo 2 trata acerca del estudio de los estados límites presentes en conexiones. Este capítulo se divide en tres tipos de estados límites, que son los de elementos de unión, los de elementos conectados y los causados por fuerzas concentradas. El Capítulo 3 abarca la explicación de los tipos de conexiones en sistemas tipo marco, como lo son rígidas, semirrígidas y a cortante.

El Capítulo 4 abarca las consideraciones para el diseño de cinco tipos de conexiones a cortante. En el Capítulo 5 contempla el procedimiento de diseño de las conexiones precalificadas a momento estipuladas por el Anexo B del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2014). El capítulo 6 trata el tema de los lineamientos básicos para el detallado de conexiones en acero y consideraciones generales que deben contemplarse.

La guía cuenta a su vez con hojas de cálculo para cada tipo de conexión elaboradas por medio del programa Smath Studio. La idea de estas hojas es que sean de acompañamiento a la guía y que puedan utilizarse para entender de mejor manera el diseño de las conexiones explicadas. Para verificar el funcionamiento de las hojas se utilizaron los ejercicios que da la guía de ejemplos del AISC (AISC, 2019) y la guía de diseño 4 del AISC (AISC, 2003).

Introducción

La construcción de edificios de acero tiene la gran ventaja de que sus partes pueden prepararse en taller para luego ser armadas en sitio, facilitando así el proceso constructivo y simplificando los tiempos de su construcción. Uno de los componentes principales de este tipo de estructuras son sus conexiones, las cuales tienen una gran importancia debido a que tanto su diseño como construcción van a afectar el comportamiento general de la estructura. Por ejemplo, en un modelo estructural una viga de acero puede idealizarse como simplemente apoyada, pero esto en la realidad sólo se logra mediante un diseño y detallado adecuado.

El problema con el tema de las conexiones es que muchas veces es poco profundizado en la academia debido a la falta de tiempo para abarcar todos los temas en los cursos de diseño de estructuras de acero (Green, Spatho & Veltri, 2002). Es a partir de esta situación que nace la necesidad de desarrollar una herramienta que permita a los estudiantes entender dicho tema y que sea para ello de fácil acceso.

El presente trabajo trata sobre el desarrollo de una guía para el diseño y construcción de conexiones de elementos de acero. Se busca que esta guía sea un refuerzo a los estudiantes acerca del estudio del diseño de estructuras de acero. Se pretende que esta guía esté compuesta por seis capítulos, donde se estudien los elementos de unión en conexiones, los estados límites que afectan de forma general las conexiones, los tipos de conexiones, el diseño de conexiones a cortante y precalificadas a momento y lineamientos básicos para elaborar planos de taller.

Objetivos

Objetivo general

Desarrollar una guía para el diseño y construcción de conexiones de elementos de acero.

Objetivos específicos

- Analizar los estados límites que pueden presentarse en las conexiones de elementos de acero.
- Describir los tipos de conexiones que existen en estructuras de acero.
- Elaborar memorias de cálculo para el diseño de conexiones de acero.
- Crear una guía con lineamientos básicos para la elaboración de planos de taller.

Alcances y limitaciones

- La guía está hecha para el estudio del diseño de conexiones y sus estados límites, por lo que no corresponde a un documento oficial de diseño.
- La guía sólo abarca el diseño de cinco tipos conexiones a cortante y las conexiones precalificadas a momento que establece el Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2014) en el Anexo B.
- La guía está enfocada en el diseño de conexiones con perfiles tipo W para vigas y columnas, por lo que no incluye el diseño de secciones tubulares.

Marco teórico

Comportamiento del acero

El acero corresponde a un material que se forma a partir de la combinación de hierro y carbono, en pequeñas cantidades, así como otros elementos como silicio, manganeso, azufre y fósforo en porcentajes muy bajos (McCormac & Csernak, 2012). Actualmente el acero es uno de los materiales más utilizados en construcción junto con el concreto y la madera. McCormac & Csernak (2012) mencionan algunas ventajas que posee este material sobre otros de acuerdo con su comportamiento:

- Es ligero debido a la alta resistencia que posee por unidad de peso.
- Su composición es homogénea en comparación con otros materiales como el concreto.
- Su comportamiento es muy similar a las hipótesis de diseño basadas en la ley de Hooke.
- Con un mantenimiento adecuado, las estructuras de acero poseen bastante durabilidad.
- Posee una alta ductilidad, lo que le da alta capacidad de resistencia a grandes deformaciones.

El acero al someterse a cargas de tensión, comenzará a alargarse generando una deformación cuya relación con respecto al esfuerzo que experimenta será lineal, hasta que se alcance el 75 % de la resistencia última, donde la deformación aumentará a mayor medida hasta alcanzar esfuerzo elástico, el cual es el límite donde se deja de cumplir la Ley de Hooke (McCormac & Csernak, 2012).

Una vez superado el comportamiento lineal, el acero comenzará a deformarse sin requerir un aumento significativo de su esfuerzo. Las deformaciones que sufra el acero en este punto se conocen como plásticas, las cuales son permanentes. La Figura 1 muestra la forma del diagrama de esfuerzo-deformación característico de una barra de acero sometida a tensión.

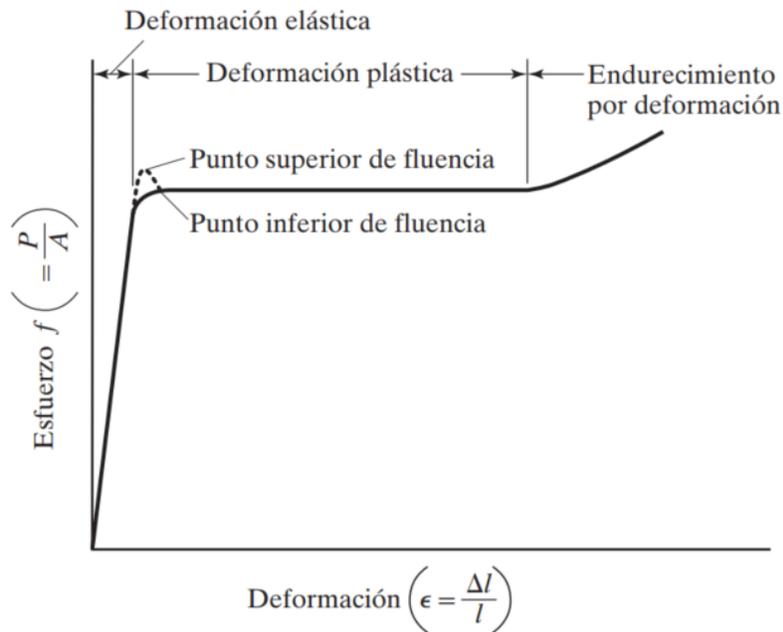


Figura 1. Diagrama de esfuerzo y deformación característico del acero.
Fuente: McCormac & Csernak (2012).

Es a partir de los valores obtenidos de ensayos a diferentes tipos de acero que se obtienen sus valores de resistencia para diseño. Para el diseño de elementos de acero se debe contar con su esfuerzo mínimo de fluencia (f_y) y su esfuerzo de tensión mínimo último (f_u). El primero corresponde al esfuerzo final que experimenta el acero en su etapa elástica, mientras que el segundo es el que posee previo a su fractura.

De acuerdo con el valor de estos esfuerzos es que se clasifican los tipos de acero, como lo son el acero A36 con un $f_y = 250$ MPa (2530 kgf/cm², 36 ksi) y un $f_u = 400$ MPa (4080 kgf/cm², 58 ksi), o el A992 con un $f_y = 345$ MPa (3515 kgf/cm², 50 ksi) y un $f_u = 450$ MPa (4570 kgf/cm², 65 ksi). Estos valores dependen de los perfiles que se utilicen, ya que los principales de sistemas estructurales como vigas y columnas suelen usarse perfiles W de acero A992 y para otros elementos como placas, canales y angulares, suelen usarse acero A36.

La Figura 2 muestra los valores del esfuerzo mínimo de fluencia (F_y) y del esfuerzo de tensión último (F_u) en el Sistema Imperial para diferentes tipos de acero y los perfiles a los que aplican según el ASTM.

Tipo de acero	Designación de la ASTM	Esfuerzo mínimo de fluencia F_y (klb/plg ²)	Esfuerzo de tensión F_u (klb/plg ²)	Serie de perfiles aplicables														
				W	M	S	HP	C	MC	L	HSS		Tubo					
											Rect.	Redondo						
Al carbono	A36	36	58–80 ^b															
	A53 Gr. B	35	60															
	A500	Gr. B	42	58														
			46	58														
		Gr. C	46	62														
			50	62														
	A501	Gr. A	36	58														
		Gr. B	50	70														
	A529 ^e	Gr. 50	50	65–100														
		Gr. 55	55	70–100														
Baja aleación alta resistencia	A572	Gr. 42	42	60														
		Gr. 50	50	65 ^d														
		Gr. 55	55	55														
		Gr. 60 ^e	60	60														
		Gr. 65 ^e	65	65														
	A618 ^f	Gr. I & II	50 ^g	70 ^g														
		Gr. III	50	50														
	A913	50	50 ^h	60 ^h														
		60	60	75														
		65	65	80														
70		70	90															
A992	50	65 ⁱ																
Baja aleación alta resistencia resistente a la corrosión	A242	42 ^j	63 ^j															
		46 ^k	67 ^k															
		50 ^l	70 ^l															
	A588	50	70															
A847	50	70																

Figura 2. Especificaciones del ASTM para perfiles en acero.
Fuente: McCormac & Csernak (2012).

Estados límites

Un estado límite corresponde a una condición en la cual una estructura o elemento estructural deja de cumplir la función para la cual esta fue diseñada, y existen dos tipos de estados límite; los de resistencia y los de servicio (McCormac & Csernak, 2012).

El primer tipo de estado límite se da cuando la estructura o elemento pierde la capacidad para resistir cierta demanda producida por diferentes esfuerzos y los de servicio se asocian a deflexiones, agrietamientos y otros tipos de deterioros que pueden presentarse (McCormac & Csernak, 2012). Los estados límites que pueden experimentar los elementos estructurales pueden causarse debido a esfuerzos de tensión, cortantes, de aplastamiento y de flexión que superan su resistencia.

Esfuerzos de tensión

Este tipo de esfuerzos se presenta cuando un elemento está sometido a cargas de tensión que pasan a lo largo de su eje longitudinal. Las cargas de tensión generan un esfuerzo normal, el cual se calcula como la fuerza entre el área transversal del elemento sometido (Fitzgerald, 1996).

La Figura 3 muestra un elemento sometido a esfuerzos de tensión, la intersección entre el plano y el elemento corresponde al área que se utiliza para estimar el esfuerzo de tensión.

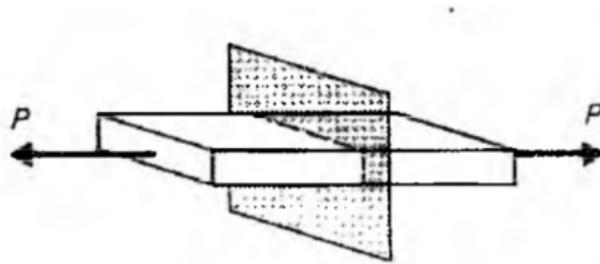


Figura 3. Esfuerzo de tensión en el área transversal de un elemento.
Fuente: Fitzgerald (1996).

La Ecuación 1 se utiliza para determinar esfuerzos de tensión.

$$\sigma = \frac{T}{A} \quad (1)$$

Donde:

σ = Esfuerzo de tensión

T = Fuerza de tensión

A = Área transversal del elemento sometido

Esfuerzos cortantes

Los esfuerzos cortantes se producen cuando las fuerzas aplicadas sobre un elemento hacen que este tienda a cortarse o deslizarse entre sí (Fitzgerald, 1996). Este comportamiento se puede apreciar en la Figura 4.

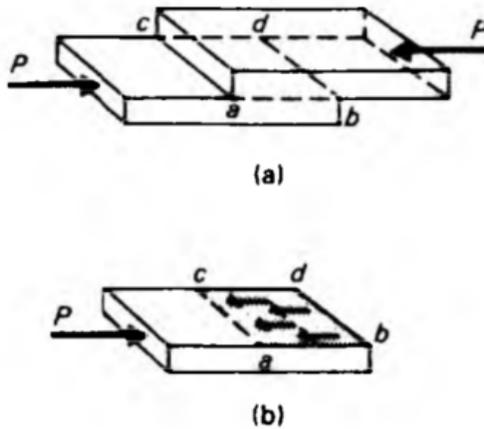


Figura 4. Elemento sometido a esfuerzos de cortante.
Fuente: Fitzgerald (1996).

La Ecuación 2 se utiliza para determinar esfuerzos cortantes.

$$\tau = \frac{V}{A} \quad (2)$$

Donde:

τ = Esfuerzo cortante

V = Fuerza cortante

A = Área sometida a cortante

Esfuerzos de aplastamiento

Este corresponde al esfuerzo de compresión que afecta a dos cuerpos en su superficie de contacto. Este esfuerzo se calcula por medio de la Ecuación 3.

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (3)$$

Donde:

σ = Esfuerzo de aplastamiento

P = Fuerza axial a compresión

$A = \text{Área de contacto entre los cuerpos}$

La Figura 5 muestra los esfuerzos de aplastamiento que se transmiten entre los elementos debido a la fuerza P .

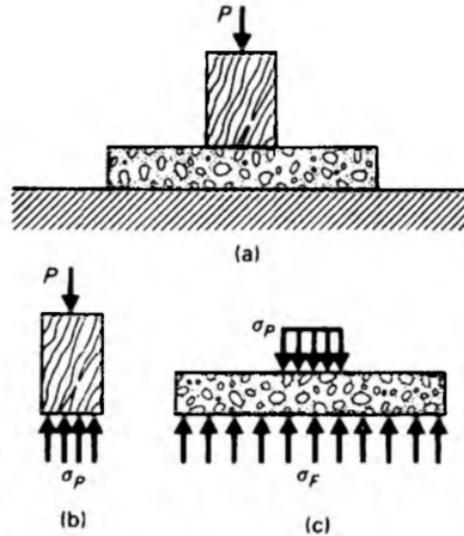


Figura 5. Elemento sometido a esfuerzos de aplastamiento.
Fuente: Fitzgerald (1996).

Esfuerzos de flexión

Este se presenta en elementos sometidos a momentos flectores como vigas. Este tipo de esfuerzos se entienden mejor imaginando un elemento que está compuesto por diferentes fibras, las cuales en un extremo se someten a esfuerzos de compresión y en el otro de tensión. (Fitzgerald, 1996). Este comportamiento se ilustra en la Figura 6, donde se puede apreciar que la transición entre las fibras sujetas a tensión y compresión se conoce como eje neutro.

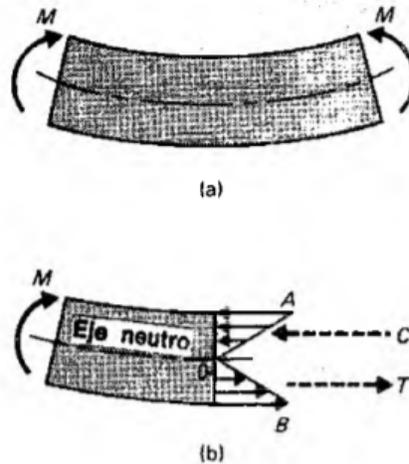


Figura 6. Esfuerzos de flexión en una viga sometida a momento.
Fuente: Fitzgerald (1996).

Los esfuerzos de compresión y tensión son mayores en zonas cercanas a los bordes superior e inferior del elemento, y disminuyen conforme más se acercan al centro de este, hasta alcanzar el eje neutro, el cual corresponde a un punto imaginario donde los esfuerzos son cero y sirve de transición entre las zonas a compresión y tensión (Fitzgerald, 1996).

De acuerdo con Fitzgerald (1996), los esfuerzos por flexión en el extremo del elemento se calcula, con la Ecuación 4.

$$\sigma = \frac{M c}{I} \quad (4)$$

Donde:

σ = Esfuerzo de flexión en las fibras extremas del elemento

M = Momento flexionante interno del elemento

c = Distancia del eje neutro del elemento hasta su borde

I = Momento de inercia de la sección transversal del elemento

Filosofía de diseño

De acuerdo con el capítulo 10 del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016), el diseño de elementos sismorresistentes en acero estructural debe desarrollarse por medio del método de diseño de factores de carga y resistencia (LRFD). La filosofía LRFD trabaja comparando la resistencia nominal ajustada del elemento a diseñar contra las solicitaciones últimas. Esto se

puede apreciar en la Ecuación 5.

$$\phi R_n \geq \lambda Q \quad (5)$$

La parte izquierda de la Ecuación 5 está compuesta por la letra griega ϕ , la cual corresponde a un factor de reducción menor o igual a 1 que depende del tipo de falla o estado límite que se analiza. El valor R_n corresponde a la resistencia nominal del elemento que se diseña de acuerdo con el estado límite que experimenta. En la parte derecha de la Ecuación 5, λ corresponde a un factor, generalmente mayor a uno, que representa la incertidumbre del cálculo de las cargas que afectan al elemento (McCormac & Csernak, 2012). El valor Q corresponde a dichas cargas, las cuales pueden ser permanentes, temporales, de empuje o accidentales, como las sísmicas o por viento.

El Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016) en su sección 6.2 establece las combinaciones de carga que deben utilizarse para el diseño de elementos estructurales. Dichas combinaciones se pueden apreciar en el Cuadro 1.

Cuadro 1. Combinaciones de carga para obtener las cargas últimas de diseño.

Número de combinación de carga	Valor de la combinación de carga.
CU-1	$1,4CP$
CU-2	$1,2CP + 1,6f_rCT + 1,6CE$
CU-3	$1,05CP + f_1f_rCT \pm CS + CE$
CU-4	$0,95CP \pm CS + CE$

Fuente: CFIA, 2016.

Donde:

CU = Carga última de diseño

CP = Carga permanente

CT = Carga temporal

CS = Carga sísmica

CE = Carga de empuje

f_1 = Factor de probabilidad de ocupación según la sección 6.2.1 del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016).

f_r = Factor de reducción de carga temporal según la sección 6.3 del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016).

Tipos de conexiones

Las conexiones en acero se pueden clasificar de acuerdo con el sistema al que pertenecen y las restricciones que poseen.

Conexiones rígidas

Las conexiones rígidas se definen como aquellas que tienen la rigidez suficiente para transmitir los momentos de un elemento a otro (Green, Sposito & Veltri, 2002). Este tipo de conexiones tiene una restricción cercana al 100 %, lo que les da una rigidez para que no se de un cambio de ángulo entre los elementos de la conexión (Vinnakota, 2006).

En la Figura 7 se puede apreciar un marco donde las conexiones entre las columnas y la viga son rígidas. En los extremos de dicha viga, se generan momentos negativos producto de la restricción que se da en la conexión.

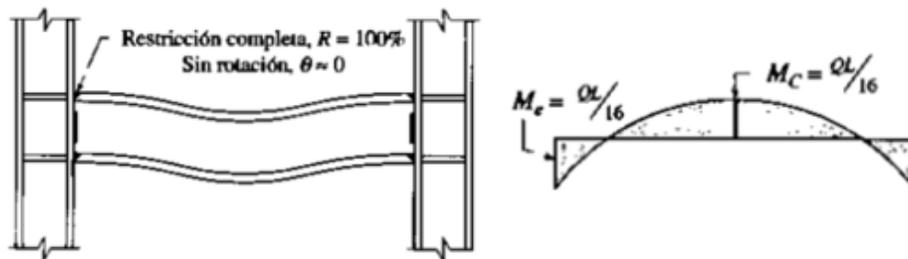


Figura 7. Conexión rígida entre viga y columnas.
Fuente: Vinnakota (2006).

Conexiones a cortante

También llamadas simples, estas corresponden a conexiones que se diseñan asumiendo que poseen una nula resistencia a la rotación (Green, Sposito & Veltri, 2002). Estas conexiones no logran transmitir momentos entre sus elementos, por lo que en los extremos su momento flector es cero. Este tipo de conexiones poseen una rigidez cercana al 0 %, lo que hace que posean una nula restricción rotacional (Vinnakota, 2006).

En la Figura 8 se puede apreciar una viga conectada a dos columnas por medio de conexiones a cortante. Se puede notar en su diagrama de momento que los valores en los extremos son cero.

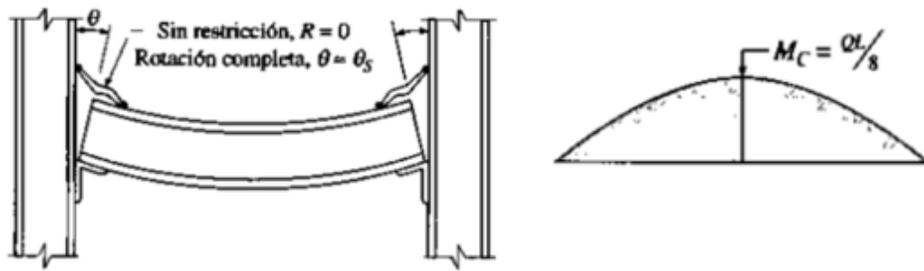


Figura 8. Conexión a cortante entre viga y columnas.
Fuente: Vinnakota (2006).

Conexiones semirrígidas

Este tipo de conexiones corresponde a aquellas que poseen cierta resistencia a la rotación, pero no del 100 % (McCormac & Csernak, 2012). Este tipo de conexiones requiere de un diseño y detallado que lleva mucho trabajo pues se debe conocer con la mayor exactitud posible que porcentaje de restricción poseen, lo que hace este trabajo más costoso (Green, Sputo & Veltri, 2002). Este tipo de conexiones ofrecen una restricción aproximada de 75 % a la rotación (Vinnakota, 2006).

La Figura 9 muestra un ejemplo de conexiones semirrígidas donde se puede apreciar como en los extremos del diagrama de momento de la viga los valores no son cero, pero son menores en comparación con los de una viga con conexiones rígidas.

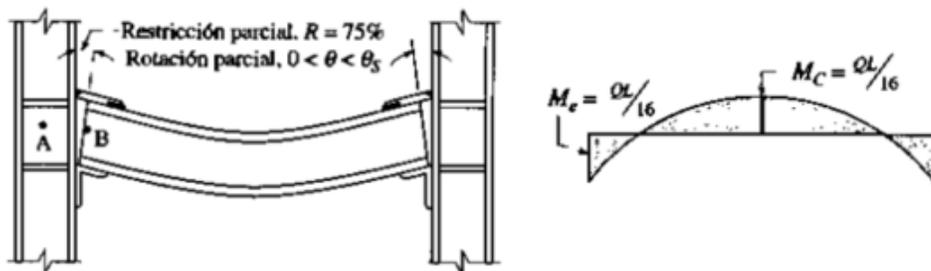


Figura 9. Conexión semirrígida entre viga y columnas.
Fuente: Vinnakota (2006).

Pernos de uso estructural

Los pernos comenzaron a utilizarse en sustitución de los remaches en las últimas décadas haciendo que su uso fuera menos común (McCormac & Csernak, 2012). Dentro de las razones a favor del uso de pernos, McCormac & Csernak (2012) mencionan:

- Cuadrillas de trabajo pequeñas para atornillar en comparación con la colocación de remaches y elaboración de soldaduras .
- Menor cantidad de tornillos en comparación con la de remaches para proveer cierta resistencia.
- Pueden utilizarse trabajadores con menor experiencia y entrenamiento en comparación con los requeridos para soldaduras.
- Futuras modificaciones de estructuras se hacen con mayor facilidad.

La Figura 10 muestra un perno de uso estructural y sus accesorios, como lo es la tuerca y arandela.



Figura 10. Perno de uso estructural.
Fuente: McCormac & Csernak (2012).

Tamaño de perforaciones para pernos de uso estructural

La sección J3.2 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016), establece cuatro tipos de perforaciones para conexiones apernadas:

- **Estándar (STD):** Su tamaño corresponde al diámetro del tornillo más una holgura de $1/16''$ para diámetros de hasta $7/8''$, mientras que para valores mayores a $1''$ se utiliza una holgura de $1/8''$.

- **Holgados (OVS):** Pueden utilizarse para placas de unión en conexiones de deslizamiento crítico siempre y cuando la carga no exceda la resistencia permisible a deslizamiento. Este tipo de perforaciones no debe utilizarse en conexiones de tipo aplastamiento (McCormac & Csernak, 2012).
- **Ranura Corta (SSL):** Pueden utilizarse para todos los elementos en conexiones tipo aplastamiento y por deslizamiento crítico (Chazaro, s.f).
- **Ranura Larga (LSL):** McCormac & Csernak (2012) indican que pueden usarse sólo en uno de los elementos conectados en conexiones tipo aplastamiento y fricción.

La Figura 11 muestra los tipos de perforaciones para pernos de uso estructural.

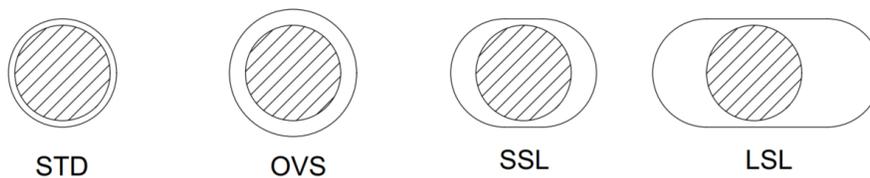


Figura 11. Tipos de perforaciones para pernos de uso estructural.

Distancia entre perforaciones para pernos de uso estructural

Con respecto a la sección J3.3 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016) define que la distancia de centro a centro entre perforaciones de tipo estándar, holgadas y de ranura corta en cualquier dirección (s en la Figura 12), no debe de ser menor a $2\frac{2}{3}$ veces el diámetro nominal del perno. Se recomienda que para esas perforaciones la separación se puede tomar como 3 veces el diámetro y para diámetros de pernos menores a 1 pulgada se sugiere una separación de 3 pulgadas (7,5 cm).

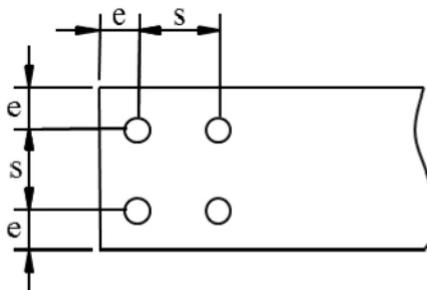


Figura 12. Distancias entre perforaciones para pernos de uso estructural.
Fuente: Davis (2019).

Resistencia de pernos de uso estructural

La resistencia nominal de los pernos depende del grupo al que pertenezcan. Dentro de los grupos, se encuentran el A307, que no deben usarse para estructuras sismorresistentes según lo indica el Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016), el A325 y A490, además de partes roscadas que cumplan las especificaciones ASTM; A36/A36M, A193/A193M, A354, A449, A572/A572M, A588/A588M y F1554.

La tabla J3.2 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016) define la resistencia nominal a cortante y tensión. La Figura 13 muestra la adaptación de McCormac & Csernak (2012) de dicha tabla donde F_u corresponde al esfuerzo de tensión mínimo último de la parte roscada de acuerdo con su designación.

Descripción de los sujetadores	Resistencia nominal a la tensión, F_{nt} , klb/plg ² (MPa) ^[a]	Resistencia nominal al cortante en conectores tipo aplastamiento, F_{nv} , klb/plg ² (MPa) ^[b]
Tornillos A307	45 (310)	27 (188) ^{[c][d]}
Tornillos del Grupo A (tipo A325), cuando las roscas no están excluidas de los planos de corte	90 (620)	54 (372)
Tornillos del Grupo A (tipo A325), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	90 (620)	68 (457)
Tornillos del Grupo B (tipo A490), cuando las roscas no están excluidas de los planos de corte	113 (780)	68 (457)
Tornillos del Grupo B (tipo A490), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	113 (780)	84 (579)
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4 del Manual, cuando las roscas no están excluidas de los planos de corte	$0.75 F_u$	$0.450 F_u$
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4 del Manual, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	$0.75 F_u$	$0.563 F_u$

Figura 13. Resistencia nominal a cortante y tensión para pernos.
Fuente: McCormac & Csernak (2012).

Soldaduras de uso estructural

La soldadura corresponde a un proceso en el cual por medio del calentamiento se unen dos partes metálicas debido que una porción de estas fluye y se logran unir (McCormac & Csernak, 2012). Dentro de las ventajas del uso de soldaduras, McCormac & Csernak (2012) mencionan:

- Estructuras más livianas debido a la disminución de placas de unión, angulares y de tornillos.
- Su área de trabajo es mayor que la de tornillos tomando en cuenta el espacio disponible para su montaje.
- Se generan estructuras más rígidas.
- Cambios en diseño o correcciones en sitio son más fácil de llevar a cabo.
- Su proceso es silencioso en comparación con el uso de tornillos o remaches.
- Se utilizan menos piezas y accesorios por lo que su fabricación toma menos tiempo.

La Figura 14 muestra el proceso de soldadura entre un angular y el alma de la viga.



Figura 14. Proceso de soldadura de uso estructural.

Fuente: McCormac & Csernak (2012).

Procesos de soldaduras de uso estructural

Soldadura de arco metálico protegido (SMAW): En este proceso se utiliza un electrodo cubierto para formar un arco eléctrico con la pieza que se suelda (AWS, 2020). Las soldaduras *SMAW* se realizan con equipo económico y fácil de conseguir y suelen llevarse a cabo en trabajos donde se da un arranque y paro constante, como las soldaduras de filete que van de

forma intermitente (Vinnakota, 2006).

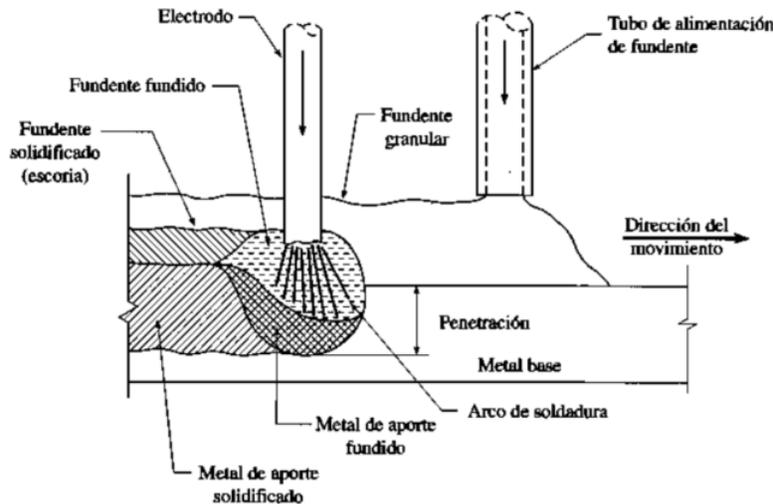


Figura 15. Soldadura de arco metálico protegido.
Fuente: Vinnakota (2006).

Soldadura de arco sumergido (SAW): Vinnakota (2006) describe que para este tipo de soldaduras se utiliza un electrodo expuesto continuo y un material llamado fundente, el cual se distribuye en lugar del electrodo cubierto utilizado en las soldaduras tipo *SMAW*. Este material fundente, conocido como *flux*, tiene la función de proteger y estabilizar el arco que se forma (AWS, 2020).

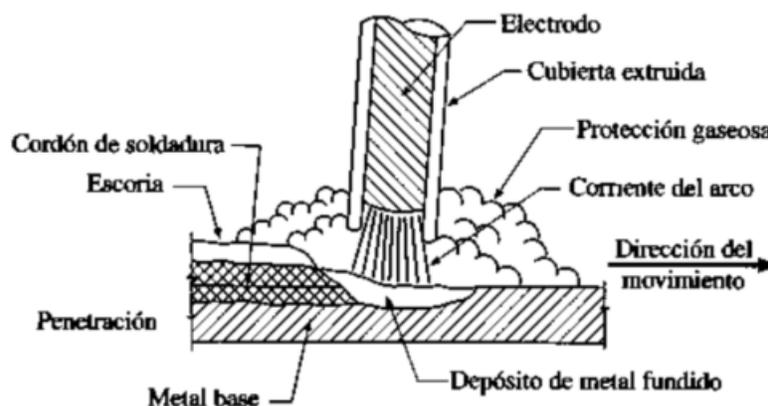


Figura 16. Soldadura de arco sumergido.
Fuente: Vinnakota (2006).

Soldadura de arco eléctrico protegido con gases (GMAW): En este proceso, al igual que los escritos anteriormente, la unión de los elementos metálicos se da por medio del calor del arco eléctrico, el cual es generado gracias al electrodo y metal base, a diferencia que para este proceso, este arco se protege con gas (Chazaro, s.f).

Soldadura de arco eléctrico con electrodo con núcleo de fundente (FCAW): Chazaro (s.f) establece que en este tipo de soldadura un electrodo tubular proporciona el metal de aportación. Minerales, ferroaleaciones y gases protectores componen el fundente del núcleo del electrodo.

Tipos de soldaduras

De Tope: También conocida como de ranura, este tipo de soldaduras se realizan cuando los miembros de la conexión están en el mismo plano (McCormac y Csernak, 2012). Su uso se puede ver en empalmes de columnas y conexiones en patines de vigas a columnas. Las soldaduras tipo ranura pueden ser de penetración completa, que abarcan todo el espesor de los elementos conectados, y las parciales, que solo abarcan una parte.

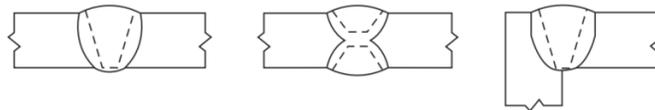


Figura 17. Soldadura de de ranura completa.
Fuente: McCormac & Csernak (2012).

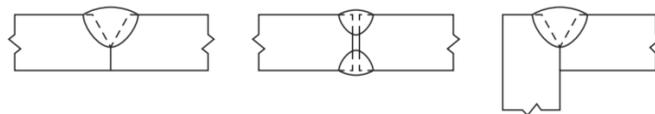


Figura 18. Soldadura de ranura parcial.
Fuente: McCormac & Csernak (2012).

Filete: Se utilizan cuando se conectan elementos donde se traslapan uno sobre otro o en juntas te. Corresponden a las soldaduras más económicas debido a la poca preparación previa de los elementos, siendo así la gran mayoría de soldaduras en conexiones estructurales (McCormac & Csernak, 2012).

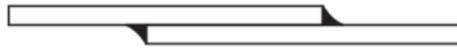


Figura 19. Soldadura de filete.
Fuente: McCormac & Csernak (2012).

La Figura 20 muestra las dimensiones de una soldadura de filete, donde w corresponde al tamaño de soldadura y g la garganta de la soldadura:

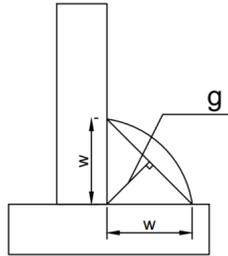


Figura 20. Dimensiones de soldaduras de filete.

La tabla J2.4 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016) define el tamaño mínimo de las soldaduras de filete de acuerdo con el elemento de menor espesor.

TABLA J2.4 Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete	
Espesor de parte unida más delgada, mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete^[a], mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8

^[a] Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de paso simple.
Nota: Ver la Sección J2.2b para el tamaño máximo de soldaduras de filete.

Figura 21. Tamaño de soldaduras de filete para diferentes espesores de elementos.
Fuente: ANSI/AISC (2016).

Metodología

Recopilación de información

El material bibliográfico consultado para el desarrollo de la guía está conformado por libros y normas de diseño. Para el estudio de los estados límites presentes en las conexiones en acero, se tomó como referencia a los autores Green, Sposito & Veltri (2002). Dichos autores enlistan los estados límites que se presentan en conexiones a cortante y rígidas, sin embargo, no entran en detalle acerca del procedimiento de cálculo. Por eso, se consultó con el capítulo J del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016) y el manual de AISC (AISC, 2017) para conocer las consideraciones sobre el cálculo de los diferentes estados límites.

Posteriormente se procedió a recopilar información sobre los tipos de conexiones de acuerdo con su comportamiento, considerando los esfuerzos que transmiten y experimentan los elementos que las componen. Para ello se consultó con el libro del autor Vinnakota (2006), el cual explica el comportamiento de las conexiones de acuerdo con el grado de restricción que estas presentan.

Previo a la elaboración de las hojas de cálculo, se buscó información acerca de diferentes formas de elaborar conexiones a cortante y rígidas. Por medio de la consulta con los libros de los autores Vinnakota (2006) y McCormac & Csernak (2012), se lograron conocer las conexiones a cortante más comunes para ser incluidas. Para entender las consideraciones relacionadas con el diseño de conexiones a cortante, se recopiló información del manual de construcción del AISC (AISC, 2017) y del webinar Fundamentals of Connection Design del AISC, llevado a cabo por Davis (2019). Dicho autor menciona cómo los estados afectan cada tipo de conexión.

Con respecto a las conexiones rígidas se decidió incorporar conexiones precalificadas a momento. Para su estudio se consultó con las normas mencionadas para las conexiones a cortante, así como las normas AISC 358-16 y AISC 341-16 (ANSI/AISC, 2016), relacionadas con el diseño sismorresistente en acero.

Para el estudio de los requerimientos básicos sobre la elaboración de planos de taller, se consultó primeramente con el Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2014) con el fin de conocer qué información o detalles deben ser incluidos. Con respecto al detallado, indicaciones y consideraciones generales, se consultó con el manual del AISC (AISC, 2017) y la guía de detallado del AISC (AISC, 2009).

Elaboración de la guía

En un principio la guía estaba compuesta por capítulos que abarcaran los objetivos específicos del presente proyecto. Sin embargo, durante el desarrollo de esta, se consideró importante añadir más capítulos que con el fin de abarcar más temas de relevancia. Dentro de estos temas están las consideraciones para pernos y soldaduras como elementos de unión y el procedimiento para el diseño de las conexiones a cortante y rígidas seleccionadas a desarrollarse. A continuación se mencionan los capítulos que forman parte de la guía:

1. Elementos de unión
2. Estados límites
3. Tipos de conexiones
4. Diseño de conexiones a cortante
5. Diseño de conexiones precalificadas a momento
6. Planos de taller
7. Apéndice: Hojas de cálculo

Cada uno de los capítulos se desarrolló a partir de la información consultada descrita en la sección anterior.

Dentro de las conexiones a cortante incluidas en la guía, se tienen:

- Conexión a cortante con dos angulares totalmente atornillados
- Conexión a cortante con dos angulares totalmente soldados
- Conexión a cortante con dos angulares atornillados y soldados
- Conexión a cortante con placa simple (con una y dos filas de pernos)

Las conexiones precalificadas a momento incluidas en la guía son:

- Conexión de sección de viga reducida (RBS)
- Conexión de placa extrema empernada rigidizada con 4 pernos (BSEEP/4E)
- Conexión de placa extrema empernada sin rigidizar con 4 pernos (BUEEP/4ES)
- Conexión de placa de ala empernada (BFP)
- Conexión de ala soldada sin refuerzo y alma soldada (WUF-W)

Elaboración y revisión de las hojas de cálculo con el programa Smath Studio

Las hojas de cálculo se desarrollaron con el programa Smath Studio, el cual es de uso gratuito por lo que los usuarios de la guía no tendrán inconvenientes relacionados con licencias para utilizar las hojas. Se elaboró una hoja de cálculo para cada una de las conexiones explicadas en la guía, tomando en consideración lo estipulado por cada tipo además de los estados límites de cada una.

Con el fin de revisar el funcionamiento de las hojas de conexiones a cortante, se consideró la guía de ejemplos del AISC (AISC, 2019), donde se muestran ejercicios de diferentes tipos de conexiones. Dado que se encontró un ejemplo para cada tipo de conexión a cortante incluida en la guía, se realizó una comparación entre los resultados de las hojas de cálculo y los de los ejemplos.

Para la revisión de las conexiones precalificadas a momento, sólo se encontraron dos ejemplos de las conexiones con placa extrema en la guía de diseño número 4 del AISC (AISC, 2003). Sin embargo, ambos ejemplos no se resuelven de igual forma que el procedimiento de diseño que establece el AISC 358-16 (ANSI/AISC, 2016), por lo que las hojas precalificadas a momento no pudieron revisarse de igual manera que las de cortante. Por lo tanto, se decidió tomar la carga, viga y columnas de dichos ejemplos y verificar los requerimientos para cada tipo de conexión precalificada.

La Figura 22 muestra la secuencia de actividades realizadas para el desarrollo de este proyecto.

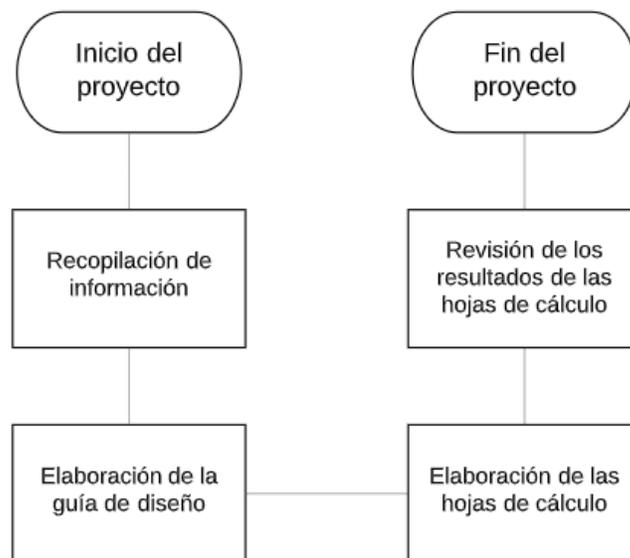


Figura 22. Actividades realizadas para el desarrollo de este proyecto.

Resultados

Guía para el diseño de conexiones de estructuras en acero

Tal y como se describió en la metodología, la guía está conformada por 6 capítulos y las hojas de cálculo elaboradas para cada conexión estudiada. La Figura 23 muestra la portada de la guía.

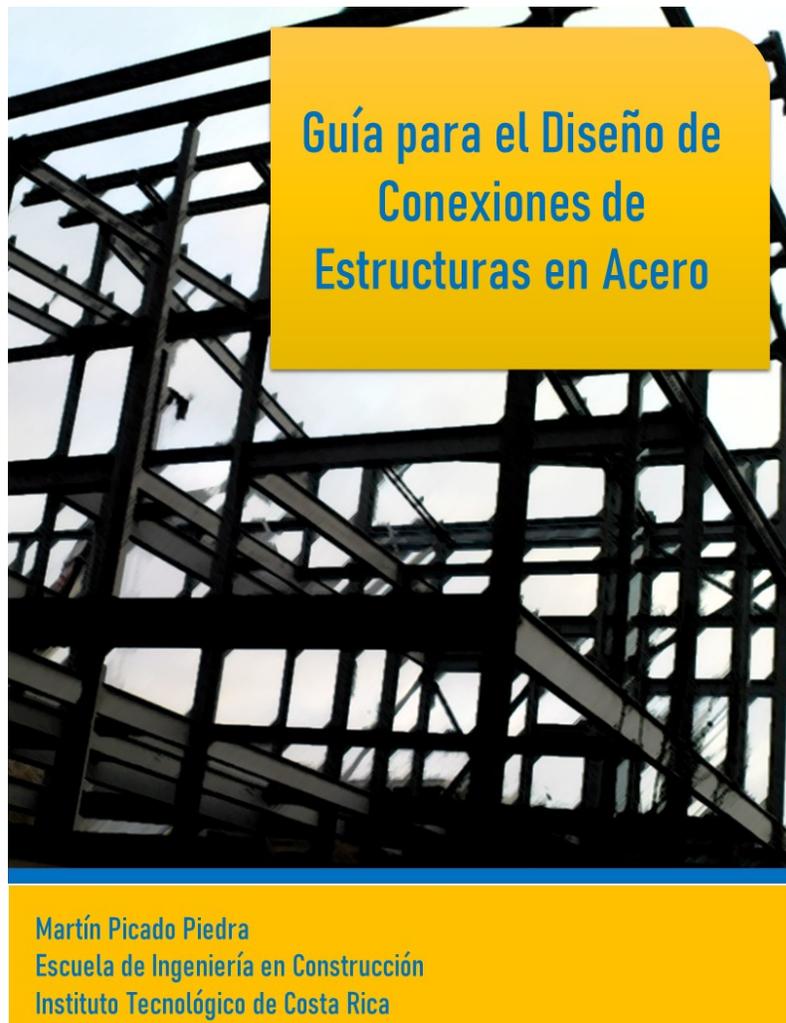


Figura 23. Portada de la guía.

A continuación se muestra la información incluida en cada capítulo.

Capítulo 1. Elementos de unión

Los dos elementos de unión estudiados en la guía son los pernos y las soldaduras, por lo que este capítulo recopila información general y consideraciones de normas sobre ambas.

Para los pernos la guía incluye la siguiente información:

- Explicación de los tipos de pernos de acuerdo con su uso, los cuales corresponden a los ordinarios y los de alta resistencia.
- Explicación de los tipos de perforaciones que la sección J3.2 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016) establece que se clasifican como de tipo estándar, holgados de ranura corta o de ranura larga.
- La explicación de los tipos de conexiones apernadas de acuerdo con su comportamiento en donde se tienen dos tipos: las de tipo aplastamiento y las de deslizamiento crítico.
- Los requerimientos de separación entre pernos, entre pernos y el borde de elementos y los gramiles para diferentes elementos estructurales a partir de la sección J3.3 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016).
- Las principales indicaciones que establece el Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016) con respecto al uso de pernos en las conexiones de acero en sistemas sismorresistentes.

Para el caso de las soldaduras, la información recopilada en la guía es:

- La explicación de lo que es una soldadura, un electrodo, la lectura de su simbología y tipos según su uso.
- La explicación de los procesos de soldaduras SMAW y SAW.
- Los principales tipos de soldadura y sus restricciones de acuerdo con la sección J2 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016).
- Las principales indicaciones del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016) para soldaduras de demanda crítica para conexiones de sistemas sismorresistentes.

Capítulo 2. Estados límite

El capítulo 2 se divide en tres secciones, de acuerdo con el tipo de falla que puede presentarse y los elementos que se ven afectados. La primera parte abarca los estados límites en conectores, la segunda en elementos conectados y la tercera es acerca de fuerzas concentradas. Este capítulo incluye la explicación y fórmulas para calcular la resistencia de cada estado límite. Se incluyó al menos una imagen en cada estado límite con el fin de que el lector pueda entender

el comportamiento de cada estado límite.

Los estados límites en elementos de unión incluidos son:

- Cortante y tensión en tornillos (BS & BT)
- Resistencia de soldadura (W)

Los estados límites en elementos conectados incluidos son:

- Aplastamiento por tornillos (BB)
- Fluencia y ruptura por tensión (TY & TR)
- Fluencia y ruptura por cortante (SY & SR)
- Ruptura por bloque de cortante (BSR)
- Fluencia por flexión (FY & FR)

Los estados límites por fuerzas concentradas incluidos son:

- Aplastamiento del alma (WC)
- Fluencia local del alma (WLY)
- Pandeo por compresión del alma (WCB)
- Fluencia local del patín (FLB)

Capítulo 3. Tipos de conexiones

Este capítulo tiene como objetivo describir los tipos de conexiones de acuerdo con su comportamiento. Esto hace referencia a los esfuerzos a los que los elementos en las conexiones pueden someterse para cada tipo. Las conexiones mencionadas fueron las simples o a cortante, las rígidas o a momento y las semirrígidas.

Capítulo 4. Diseño de conexiones a cortante

Este capítulo muestra las principales consideraciones para el diseño de las conexiones mencionadas en la metodología. Cada tipo de conexión posee una explicación de los elementos que la componen, consideraciones generales de acuerdo con el AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016), el manual del AISC (AISC, 2017) y los autores Vinnakota (2006) y McCormac & Csernak (2012). Cada conexión enlista los estados límites que deben considerarse para su diseño, los cuales fueron explicados en el Capítulo 2.

Capítulo 5. Diseño de conexiones precalificadas a momento

Este capítulo muestra los pasos y consideraciones para el diseño de las conexiones precalificadas a momento mencionadas en la Metodología, las cuales corresponden a aquellas que el Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016) menciona que pueden utilizarse para los sistemas IMF y SMF. Este capítulo además, incluye las consideraciones para la revisión de las conexiones por los estados límites de fuerzas concéntricas y cómo abordar el diseño de placas de continuidad o de refuerzo para la zona del panel del alma de la columna para contrarrestar esfuerzos cortantes.

Capítulo 6. Planos de taller

Este capítulo comienza con un listado de los requerimientos que deben considerarse para la elaboración de planos de taller de acuerdo con el Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016). Este capítulo abarca además aspectos muy básicos sobre cómo detallar soldaduras, pernos y sus accesorios. Además, se menciona cómo detallar conexiones de manera que se describan los elementos, tomando en cuenta sus propiedades.

Hojas de cálculo de conexiones a cortante

A continuación se muestran los resultados obtenidos de los ejercicios resueltos con las hojas de cálculo de las conexiones a cortante.

Conexión a cortante con dos angulares totalmente apernados

La Figura 24 muestra la conexión que se diseña con la hoja de cálculo de conexión a cortante con dos angulares totalmente apernados a partir del ejemplo el ejemplo II.A-4 de la guía de ejemplos del AISC (AISC, 2019).

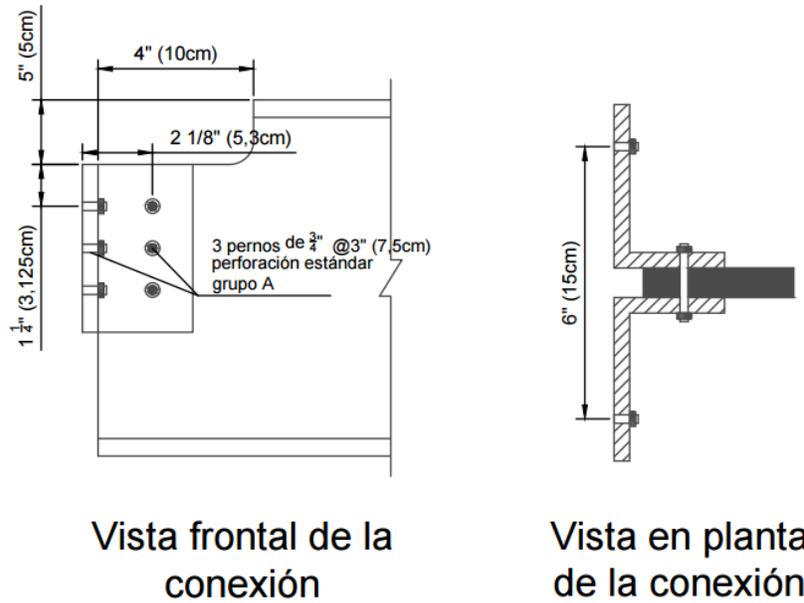


Figura 24. Detalle de la conexión a cortante con dos angulares totalmente apernados.
Fuente: Adaptado de AISC (2019).

Las cargas de diseño de dicho ejemplo se muestran en el Cuadro 2 contemplando las combinaciones del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016) para cargas gravitacionales.

Cuadro 2. Cargas de diseño de la conexión a cortante con dos angulares totalmente apernados.

Tipo de Carga	Valor en sistema imperial (kip)	Valor sistema mks (tonf)
Carga permanente	10,00	4,54
Carga temporal	30,00	13,61
CU-1	14,00	6,35
CU-2	60,00	27,22

Fuente: Adaptado de AISC (2019).

Las propiedades de las vigas apoyada y de apoyo se muestran en el Cuadro 3, las de los angulares están en el Cuadro 4 y las de los pernos están en el Cuadro 5.

Cuadro 3. Propiedades de las vigas de la conexión a cortante con dos angulares totalmente apernados.

Propiedad	Valor para la viga apoyada	Valor para la viga de apoyo
Designación	W18x50	W21x62
Peralte (d)	18 in	21 in
Espesor del alma (tw)	0,355 in	0,4 in
Ancho de patines (bf)	7,5 in	8,24 in
Espesor de patines (tf)	0,57 in	0,615 in
Tipo de acero	A992	A992
Esfuerzo mínimo de fluencia	50 ksi	50 ksi
Esfuerzo de tensión mínimo último	65 ksi	65 ksi

Fuente: Adaptado de AISC (2019).

Cuadro 4. Propiedades de los angulares de la conexión a cortante con dos angulares totalmente apernados.

Propiedad	Valor para cada angular
Designación	2L 5x3,5x0,25x8,5
Longitud de cada angular	8,5 in
Espesor de cada angular	0,25 in
Ancho del lado en la viga apoyada (Lado a)	3,5 in
Ancho del lado en la viga de apoyo (Lado b)	5 in
Tipo de acero	A36
Esfuerzo mínimo de fluencia	36 ksi
Esfuerzo de tensión mínimo último	58 ksi

Fuente: Adaptado de AISC (2019).

Cuadro 5. Propiedades de los pernos de la conexión a cortante con dos angulares totalmente apernados.

Propiedad	Valor
Designación	A 325
Exclusión de roscas	No excluidas (N)
Tipo de perforación	Estándar
Resistencia nominal a cortante	54 ksi
Cantidad de pernos en cada angular	3
Separación entre cada perno	3 in
Diámetro de la perforación	$\frac{13}{16}$ in

Fuente: Adaptado de AISC (2019).

El Cuadro 6 muestra la comparación entre los resultados obtenidos por medio de la hoja de

cálculo y los que da la guía de ejemplos del AISC (AISC, 2019).

Cuadro 6. Comparación entre los resultados de la hoja de cálculo y la guía de ejemplos del AISC para el ejemplo II.A-4.

Resistencia a los estados límite	Valor obtenido de la guía de ejemplos	Valor obtenido de las hojas de cálculo	Diferencia
Ruptura por bloque de cortante en la viga apoyada (BSR)	68,60 kips (31,12 tonf)	67,67 kips (30,69 tonf)	1,37 %
Aplastamiento por pernos en la viga apoyada (BB)	79,90 kips (36,24 tonf)	78,00 kips (35,38 tonf)	2,44 %
Fluencia por cortante en la viga apoyada (SY)	170,00 kips (77,11 tonf)	170,74 kips (77,45 tonf)	0,43 %
Ruptura por cortante en la viga apoyada (SR)	139,00 kips (63,05 tonf)	139,21 kips (63,15 tonf)	0,15 %
Fluencia por flexión en la viga apoyada (FY)	140,25 kips-ft (19,39 tonf-m)	140,50 kips-ft (19,43 tonf-m)	0,21 %
Ruptura por bloque de cortante en los angulares (BSR)	-	79,06 kips (35,86 tonf)	-
Aplastamiento por pernos en los angulares (BB)	-	98,02 kips (44,46 tonf)	-
Fluencia por cortante en los angulares (SY)	-	125,78 kips (57,05 tonf)	-
Ruptura por cortante en los angulares (SR)	-	84,25 kips (38,22 tonf)	-
Aplastamiento por pernos en la viga de apoyo (BB)	105,30 kip (47,76 tonf)	105,30 kips (47,76 tonf)	0,00 %
Cortante doble en pernos (2BS)	107,40 kip (48,72 tonf)	107,35 kips (48,69 tonf)	0,05 %

La resistencia que da la guía de ejemplos del AISC (AISC, 2019) para los angulares corresponde a 76,70 kips (34,79 tonf), y es tomada de la tabla 10-1 del manual del AISC (AISC, 2017). No se especifica el estado límite al cual dicha resistencia corresponde.

Conexión a cortante con dos angulares apernados-soldados

La Figura 25 muestra la conexión que se diseña con la hoja de cálculo de conexión a cortante con dos angulares apernados-soldados a partir del ejemplo el ejemplo II.A-5 de la guía de

ejemplos del AISC (AISC, 2019).

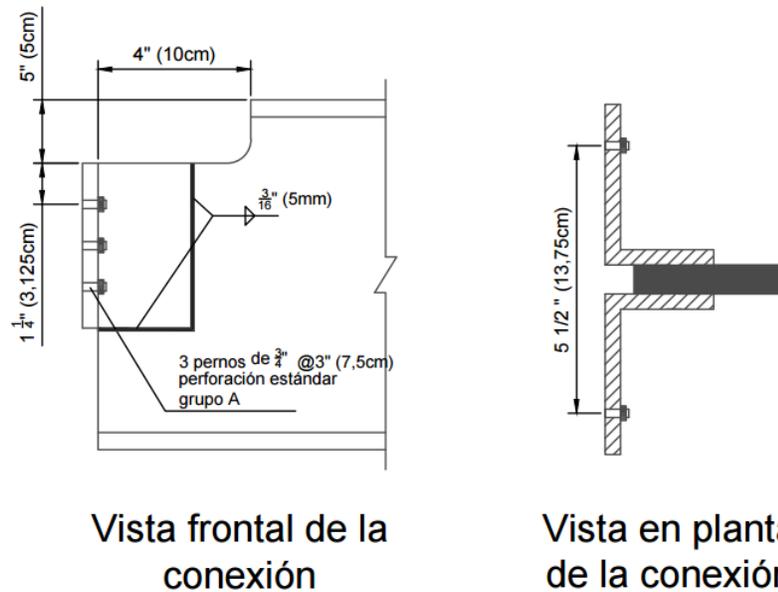


Figura 25. Detalle de la conexión a cortante con dos angulares apernados-soldados.
Fuente: Adaptado de AISC (2019).

Tanto las cargas de diseño como las propiedades de los elementos para la conexión son las mismas que las de la conexión a cortante con dos angulares totalmente apernados. Para las soldaduras, se muestran sus propiedades en el Cuadro 7

Cuadro 7. Propiedades de las soldaduras de la conexión a cortante con dos angulares apernados-soldados.

Propiedad	Valor
Tipo de soldadura	Filete
Designación	E70XX
Tamaño de la soldadura	$\frac{3}{16}$
Resistencia del electrodo	70 ksi

Fuente: Adaptado de AISC (2019).

El Cuadro 8 muestra la comparación entre los resultados obtenidos por medio de la hoja de cálculo y los que da la guía de ejemplos del AISC (AISC, 2019).

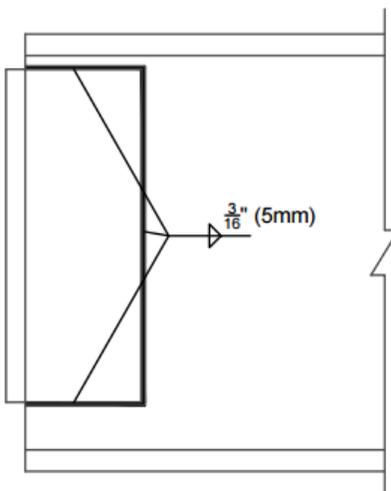
Cuadro 8. Comparación entre los resultados de la hoja de cálculo y la guía de ejemplos del AISC el ejemplo II.A-5.

Resistencia a los estados límite	Valor obtenido de la guía de ejemplos	Valor obtenido de las hojas de cálculo	Diferencia
Ruptura por bloque de cortante en la viga apoyada (BSR)	119,00 kips (53,98 tonf)	116,78 kips (52,97 tonf)	1,90 %
Fluencia por cortante en la viga apoyada (SY)	170,00 kips (77,11 tonf)	170,74 kips (77,45 tonf)	0,43 %
Ruptura por cortante en la viga apoyada (SR)	167,00 kips (75,75 tonf)	166,47 kips (75,51 tonf)	0,32 %
Fluencia por flexión en la viga apoyada (FY)	140,25 kips-ft (19,39 tonf-m)	140,50 kips-ft (19,43 tonf-m)	0,21 %
Ruptura por bloque de cortante en los angulares (BSR)	-	94,56 kips (42,89 tonf)	-
Aplastamiento por pernos en los angulares (BB)	-	98,02 kips (44,46 tonf)	-
Fluencia por cortante en los angulares (SY)	-	125,78 kips (57,05 tonf)	-
Ruptura por cortante en los angulares (SR)	-	84,26 kips (38,26 tonf)	-
Aplastamiento por pernos en la viga de apoyo (BB)	105,30 kips (47,76 tonf)	105,30 kips (47,76 tonf)	0,00 %
Cortante simple de ambas filas de pernos (BS)	-	107,35 kips (48,69 tonf)	-
Resistencia de soldadura (W)	110,00 kips (49,90 tonf)	108,98 kips (49,43 tonf)	0,94 %

La resistencia que da la guía de ejemplos del AISC (AISC, 2019) para los angulares corresponde a 76,70 kips (34,79 tonf), y es tomada de la tabla 10-1 del manual del AISC (AISC, 2017). No se especifica el estado límite al cual dicha resistencia corresponde. Este ejemplo no da información sobre la resistencia de los pernos a cortante.

Conexión a cortante con dos angulares totalmente soldados

La Figura 26 muestra la conexión que se diseña con la hoja de cálculo de conexión a cortante con dos angulares totalmente soldados a partir del ejemplo el ejemplo II.A-3 de la guía de ejemplos del AISC (AISC, 2019).



Vista frontal de la conexión

Figura 26. Detalle de la conexión a diseñar.
Fuente: Adaptado de AISC (2019).

Las cargas de diseño se muestran en el Cuadro 9 contemplando las combinaciones del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016) para cargas gravitacionales.

Cuadro 9. Cargas de diseño de la conexión a cortante con dos angulares totalmente soldados.

Tipo de Carga	Valor en sistema imperial (kips)	Valor sistema mks (tonf)
Carga permanente	37,35	17,01
Carga temporal	113,00	51,26
CU-1	52,50	23,81
CU-2	225,80	102,42

Fuente: Adaptado de AISC (2019).

Las propiedades de la viga apoyada y la columna se muestran en el Cuadro 10, las propiedades de los angulares están en el Cuadro 11 y las de las soldaduras están en el Cuadro 12.

Cuadro 10. Propiedades de las vigas de la conexión a cortante con dos angulares totalmente soldados.

Propiedad	Valor para la viga apoyada	Valor para la columna
Designación	W36x231	W14x90
Peralte (d)	36,5 in	14 in
Espesor del alma (tw)	0,76 in	0,44 in
Ancho de patines (bf)	16,5 in	14,5 in
Espesor de patines (tf)	1,25 in	0,71 in
Tipo de acero	A992	A992
Esfuerzo mínimo de fluencia	50 ksi	50 ksi
Esfuerzo de tensión mínimo último	65 ksi	65 ksi

Fuente: Adaptado de AISC (2019).

Cuadro 11. Propiedades de los angulares de la conexión a cortante con dos angulares totalmente soldados.

Propiedad	Valor para cada angular
Designación	2L 4x3,5x $\frac{5}{16}$ x24
Longitud de cada angular	24 in
Espesor de cada angular	$\frac{5}{16}$ in
Ancho del lado en la viga apoyada (Lado a)	3,5 in
Ancho del lado en la viga de apoyo (Lado b)	4 in
Tipo de acero	A36
Esfuerzo mínimo de fluencia	36 ksi
Esfuerzo de tensión mínimo último	58 ksi

Fuente: Adaptado de AISC (2019).

Cuadro 12. Propiedades de las soldaduras de la conexión a cortante con dos angulares totalmente soldados.

Propiedad	Valor
Tipo de soldadura	Filete
Designación	E70XX
Tamaño de la soldadura en el lado a	$\frac{3}{16}$
Tamaño de la soldadura en el lado b	$\frac{1}{4}$
Resistencia del electrodo	70 ksi

Fuente: Adaptado de AISC (2019).

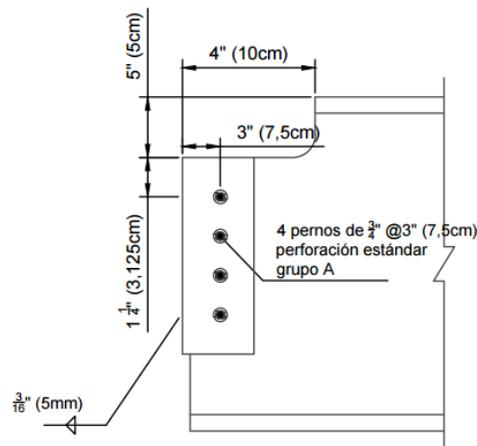
El Cuadro 13 muestra la comparación entre los resultados obtenidos por medio de la hoja de cálculo y los que da la guía de ejemplos del AISC (AISC, 2019).

Cuadro 13. Comparación entre los resultados de la hoja de cálculo y la guía de ejemplos del AISC para el ejemplo II.A-3.

Resistencia a los estados límite	Valor obtenido de la guía de ejemplos	Valor obtenido de las hojas de cálculo	Diferencia
Fluencia por cortante en los angulares (SY)	324,00 kip (146,64 tonf)	318,90 kip (144,65 tonf)	1,60 %
Ruptura por cortante en los angulares (SR)	392,00 kip (177,81 tonf)	385,34 kip (174,79 tonf)	1,73 %
Resistencia de soldadura en el lado a (Wa)	257,00 kip (116,57 tonf)	254,12 kip (115,27 tonf)	1,13 %
Resistencia de soldadura en el lado b (Wb)	229,00 kip (103,87 tonf)	218,79 kip (99,24 tonf)	4,67 %

Conexión a cortante con placa simple con una fila de pernos

La Figura 27 muestra la conexión que se diseña con la hoja de cálculo de conexión a cortante con placa simple a partir del ejemplo el ejemplo II.A-18 de la guía de ejemplos del AISC (AISC, 2019).



Vista frontal de la conexión

Figura 27. Detalle de la conexión a cortante con placa simple.
Fuente: Adaptado de AISC (2019).

Las cargas de diseño se muestran en el Cuadro 14 contemplando las combinaciones del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016) para cargas gravitacionales.

Cuadro 14. Cargas de la conexión a cortante con placa simple.

Tipo de Carga	Valor en sistema imperial (kips)	Valor sistema mks (tonf)
Carga permanente	6,50	2,95
Carga temporal	20,00	9,07
CU-1	9,10	4,13
CU-2	39,80	18,05

Fuente: Adaptado de AISC (2019).

Las propiedades de las vigas apoyada y de apoyo se muestran en el Cuadro 15, las propiedades de la placa están en el Cuadro 16, las de los pernos están en el Cuadro 17 y las de las soldaduras están en el Cuadro 18.

Cuadro 15. Propiedades de las vigas de la conexión a cortante con placa simple.

Propiedad	Valor para la viga apoyada	Valor para la viga de apoyo
Designación	W18x35	W21x62
Peralte (d)	17,7 in	21 in
Espesor del alma (tw)	0,3 in	0,4 in
Ancho de patines (bf)	6 in	8,24 in
Espesor de patines (tf)	0,425 in	0,615 in
Tipo de acero	A992	A992
Esfuerzo mínimo de fluencia	50 ksi	50 ksi
Esfuerzo de tensión mínimo último	65 ksi	65 ksi

Fuente: Adaptado de AISC (2019).

Cuadro 16. Propiedades de la placa de la conexión a cortante con placa simple.

Propiedad	Valor para cada angular
Designación	PL 0,5x4,5x11,5
Longitud de la placa	11,5 in
Espesor de la placa	0,25 in
Ancho de la placa	4,5 in
Tipo de acero	A36
Esfuerzo mínimo de fluencia	36 ksi
Esfuerzo de tensión mínimo último	58 ksi

Fuente: Adaptado de AISC (2019).

Cuadro 17. Propiedades de los pernos de la conexión a cortante con placa simple.

Propiedad	Valor
Designación	A 325
Exclusión de roscas	No excluidas (N)
Tipo de perforación	Estándar
Resistencia nominal a cortante	54 ksi
Cantidad de pernos	4
Separación entre cada perno	3 in
Diámetro de la perforación	$\frac{13}{16}$ in

Fuente: Adaptado de AISC (2019).

Cuadro 18. Propiedades de las soldaduras de la conexión a cortante con placa simple.

Propiedad	Valor
Tipo de soldadura	Filete
Designación	E70XX
Tamaño de la soldadura	$\frac{3}{16}$
Resistencia del electrodo	70 ksi

Fuente: Adaptado de AISC (2019).

El Cuadro 19 muestra la comparación entre los resultados obtenidos por medio de la hoja de cálculo y los que da la guía de ejemplos del AISC (AISC, 2019).

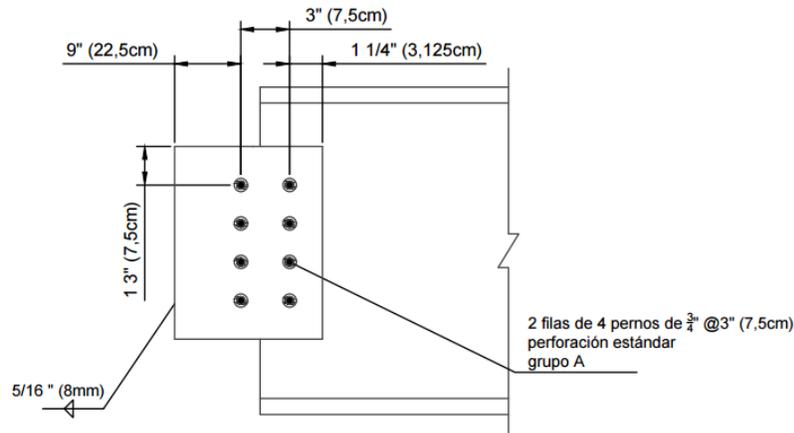
Cuadro 19. Comparación entre los resultados de la hoja de cálculo y la guía de ejemplos del AISC para el ejemplo II.A-18.

Resistencia a los estados límite	Valor obtenido de la guía de ejemplos	Valor obtenido de las hojas de cálculo	Diferencia
Ruptura por bloque de cortante en la viga apoyada (BSR)	91,90 kips (41,69 tonf)	90,80 kips (41,80 tonf)	1,21 %
Aplastamiento por pernos en la viga apoyada (BB)	93,70 kips (42,50 tonf)	96,83 kips (43,92 tonf)	3,23 %
Fluencia por cortante en la viga apoyada (SY)	-	141,58 kips (64,22 tonf)	-
Ruptura por cortante en la viga apoyada (SR)	-	107,33 kips (48,68 tonf)	-
Fluencia por flexión en la viga apoyada (FY)	-	95,47 kips-ft (14,00 tonf-m)	-
Ruptura por bloque de cortante en la placa (BSR)	-	53,41 kips (24,23 tonf)	-
Aplastamiento por pernos en la placa (BB)	69,80 kips (31,66 tonf)	68,70 kips (31,20 tonf)	1,48 %
Fluencia por cortante en la placa (SY)	-	61,65 kips (27,96 tonf)	-
Ruptura por cortante en la placa (SR)	-	51,66 kips (23,43 tonf)	-
Cortante simple en pernos (BS)	71,60 kips (32,48 tonf)	71,57 kips (32,46 tonf)	0,04 %
Cortante excéntrico en pernos (BS)	-	63,43 kips (28,77 tonf)	-
Resistencia de soldadura (W)	-	79,47 kips (36,05 tonf)	-

La resistencia que da la guía de ejemplos del AISC (AISC, 2019) para los angulares corresponde a 52,20 kips (23,68 tonf), y es tomada de la tabla 10-1 del manual del AISC (AISC, 2017). No se especifica el estado límite a la cual dicha resistencia corresponde.

Conexión a cortante con placa simple con dos filas de pernos

La Figura 28 muestra la conexión que se diseña con la hoja de cálculo de conexión a cortante con placa simple con dos filas de pernos a partir del ejemplo el ejemplo II.A-19 de la guía de ejemplos del AISC (AISC, 2019).



Vista frontal de la conexión

Figura 28. Detalle de la conexión a cortante con placa simple con dos filas de pernos.
Fuente: Adaptado de AISC (2019).

Las cargas de diseño se muestran en el Cuadro 20 contemplando las combinaciones del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016) para cargas gravitacionales.

Cuadro 20. Cargas de la conexión a cortante con placa simple con dos filas de pernos.

Tipo de Carga	Valor en sistema imperial (kips)	Valor sistema mks (tonf)
Carga permanente	6,00	2,72
Carga temporal	18,00	8,16
CU-1	8,40	3,80
CU-2	36,00	16,33

Fuente: Adaptado de AISC (2019).

Las propiedades de la vigas apoyada y la columna se muestran en el Cuadro 21, las propiedades de la placa están en el Cuadro 22, las de los pernos están en el Cuadro 23 y las de las soldaduras están en el Cuadro 24.

Cuadro 21. Propiedades de las viga y columna de la conexión a cortante con placa simple con dos filas de pernos.

Propiedad	Valor para la viga apoyada	Valor para la columna
Designación	W16x36	W14x90
Peralte (d)	15,9 in	14 in
Espesor del alma (tw)	0,295 in	0,44 in
Ancho de patines (bf)	7 in	14,5 in
Espesor de patines (tf)	0,43 in	0,71 in
Tipo de acero	A992	A992
Esfuerzo mínimo de fluencia	50 ksi	50 ksi
Esfuerzo de tensión mínimo último	65 ksi	65 ksi

Fuente: Adaptado de AISC (2019).

Cuadro 22. Propiedades de la placa de la conexión a cortante con placa simple con dos filas de pernos.

Propiedad	Valor
Designación	PL 0,5x12x13,25
Longitud de la placa	12 in
Espesor de la placa	0,5 in
Ancho de la placa	13,25 in
Tipo de acero	A36
Esfuerzo mínimo de fluencia	36 ksi
Esfuerzo de tensión mínimo último	58 ksi

Fuente: Adaptado de AISC (2019).

Cuadro 23. Propiedades de los pernos de la conexión a cortante con placa simple con dos filas de pernos.

Propiedad	Valor
Designación	A 325
Exclusión de roscas	No excluidas (N)
Tipo de perforación	Estándar
Resistencia nominal a cortante	54 ksi
Cantidad de pernos	4
Separación entre cada perno	3 in
Diámetro de la perforación	$\frac{13}{16}$ in

Fuente: Adaptado de AISC (2019).

Cuadro 24. Propiedades de las soldaduras de la conexión a cortante con placa simple con dos filas de pernos.

Propiedad	Valor
Tipo de soldadura	Filete
Designación	E70XX
Tamaño de la soldadura	$\frac{5}{16}$
Resistencia del electrodo	70 ksi

Fuente: Adaptado de AISC (2019).

El Cuadro 25 muestra la comparación entre los resultados obtenidos por medio de la hoja de cálculo y los que da el ejemplo II.A-19 Volume Design Guide del AISC (AISC, 2019).

Cuadro 25. Comparación entre los resultados de la hoja de cálculo y la guía de ejemplos del AISC para el ejemplo II.A-19A.

Resistencia a los estados límite	Valor obtenido de la guía de ejemplos	Valor obtenido de las hojas de cálculo	Diferencia
Aplastamiento por pernos en la viga apoyada (BB)	103,60 kips (46,99 tonf)	103,55 kips (46,97 tonf)	0,05 %
Ruptura por bloque de cortante en la placa (BSR)	117,00 kips (53,07 tonf)	115,50 kips (52,39 tonf)	1,30 %
Aplastamiento por pernos en la placa (BB)	113,60 kips (51,53 tonf)	142,72 kips (64,74 tonf)	20,40 %
Fluencia por cortante en la placa (SY)	130,00 kips (58,97 tonf)	127,56 kips (57,86 tonf)	1,91 %
Ruptura por cortante en la placa (SR)	111,00 kips (50,35 tonf)	108,46 kips (49,20 tonf)	2,34 %
Pandeo lateral torsional en la placa	48,58 kips-ft (6,72 tonf-m)	47,08 kips-ft (6,51 tonf-m)	3,06 %
Cortante excéntrico en pernos (BS)	41,70 kips (18,91 tonf)	42,15 kips (19,12 tonf)	1,07 %
Resistencia de soldadura (W)	-	152,01 kips (68,95 tonf)	-

Hojas de cálculo de conexiones precalificadas a momento

Las propiedades de la viga y columnas usadas para el uso de las conexiones precalificadas se muestra en el Cuadro 26, tomados de los valores para el ejemplo A de la guía de diseño número 4 del AISC (AISC, 1999). Dicho ejemplo indica que la carga de diseño es de 40 kips (20 tonf) y se asumió un claro de 5 metros para la viga.

Cuadro 26. Propiedades de la viga y columna usadas para las hojas de cálculo de diseño de conexiones precalificadas a momento.

Propiedad	Valor para la viga	Valor para la columna
Designación	W21x55	W14x109
Peralte (d)	20,8 in	14,03 in
Espesor del alma (tw)	0,375 in	0,525 in
Ancho de patines (bf)	8,22 in	14,6 in
Espesor de patines (tf)	0,522 in	0,86 in
Tipo de acero	A992	A992
Esfuerzo mínimo de fluencia	50 ksi	50 ksi
Esfuerzo de tensión mínimo último	65 ksi	65 ksi

Fuente: Adaptado de AISC (2019).

En la Figura 18 se puede apreciar la conexión con sección de viga reducida de la hoja de cálculo mientras el Cuadro 27 muestra sus resultados.

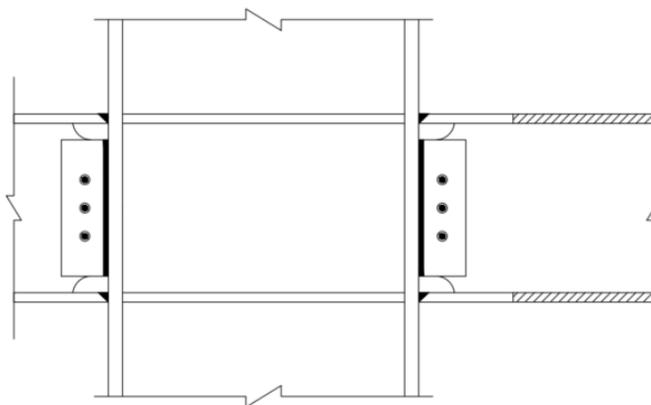


Figura 29. Conexión con sección de viga reducida que se diseña por medio de la hoja de cálculo elaborada.

Cuadro 27. Resultados de la hoja de cálculo para el diseño de conexiones con sección de viga reducida.

Resultado	Valor
Cumplimiento de la resistencia de la viga a cortante	SI
Cumplimiento de la resistencia de la cara de la columna a flexión	SI
Requerimiento de placas de continuidad	SI
Requerimiento de placas de refuerzo en la zona del panel	NO

En la Figura 19 se puede apreciar la conexión con placa extrema empernada sin rigidizar de la hoja de cálculo mientras el Cuadro 28 muestra sus resultados.

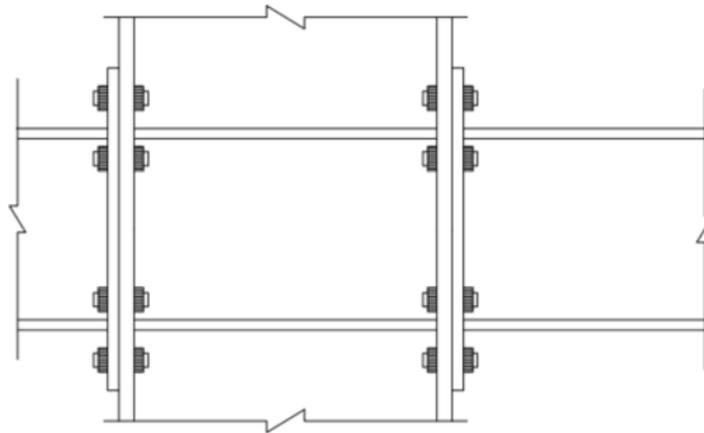


Figura 30. Conexión con con placa extrema empernada sin rigidizar que se diseña por medio de la hoja de cálculo elaborada.

Cuadro 28. Resultados de la hoja de cálculo para el diseño de conexiones con placa extrema emperrada sin rigidizar.

Resultado	Valor
Cumplimiento de la resistencia de la porción sobresaliente de la placa	SI
Requerimiento de placas de continuidad	SI
Requerimiento de placas de refuerzo en la zona del panel	NO

En la Figura 20 se puede apreciar la conexión con placa extrema emperrada rigidizada de la hoja de cálculo mientras el Cuadro 29 muestra sus resultados.

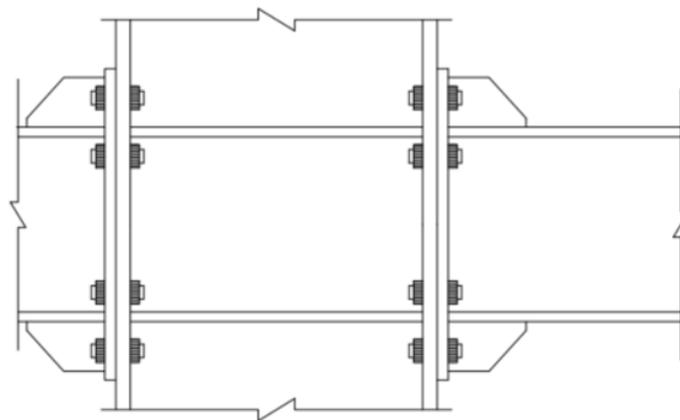


Figura 31. Conexión con placa extrema emperrada rigidizada que se diseña por medio de la hoja de cálculo elaborada.

Cuadro 29. Resultados de la hoja de cálculo para el diseño de conexiones con placa extrema emperrada rigidizada.

Resultado	Valor
Cumplimiento de la resistencia de las placas rigidizadoras al aplastamiento por pernos y pandeo	SI
Requerimiento de placas de continuidad	SI
Requerimiento de placas de refuerzo en la zona del panel	NO

En la Figura 32 se puede apreciar la conexión con placas en patines emperrados de la hoja de cálculo mientras el Cuadro 30 muestra sus resultados.

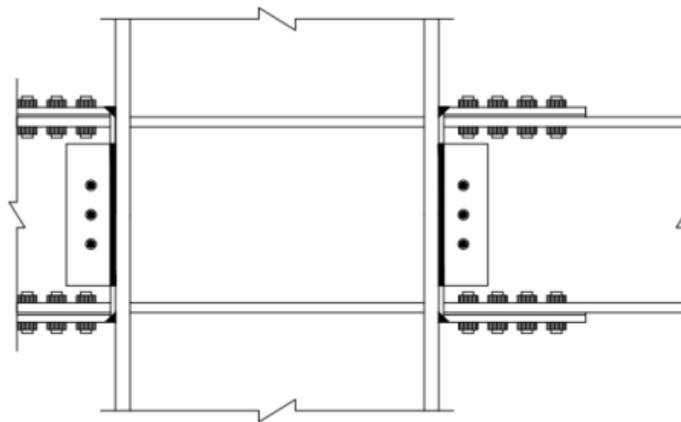


Figura 32. Conexión con placas en patines emperrados que se diseña por medio de la hoja de cálculo elaborada.

Cuadro 30. Resultados de la hoja de cálculo para el diseño de conexiones con placas en patines empernados.

Resultado	Valor
Cumplimiento de resistencia de las placas en patines a la ruptura por tensión	SI
Cumplimiento de resistencia de los patines de la viga a la ruptura por bloque de cortante y al pandeo por compresión	SI
Requerimiento de placas de continuidad	SI
Requerimiento de placas de refuerzo en la zona del panel	NO

En la Figura 33 se puede apreciar la conexión con patines soldados sin refuerzo y alma soldada de la hoja de cálculo mientras el Cuadro 31 muestra sus resultados.

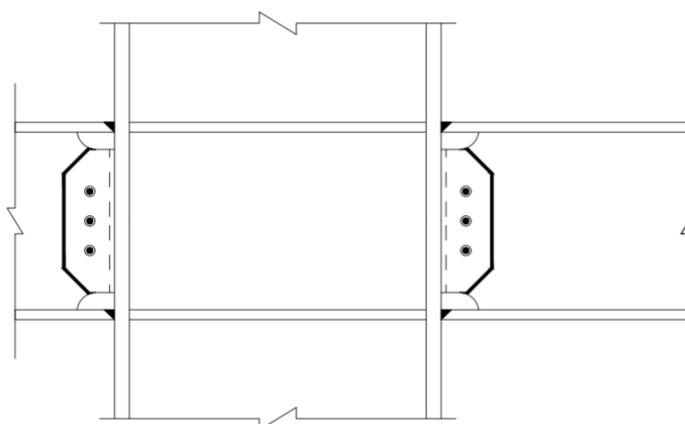


Figura 33. Conexión con patines soldados sin refuerzo y alma soldada que se diseña por medio de la hoja de cálculo elaborada.

Cuadro 31. Resultados de la hoja de cálculo para el diseño de conexiones con patines soldados sin refuerzo y alma soldada.

Resultado	Valor
Cumplimiento del perfil de viga de acuerdo con los requerimientos de la conexión	SI
Cumplimiento de resistencia a cortante de la viga	SI
Requerimiento de placas de continuidad	SI
Requerimiento de placas de refuerzo en la zona del panel	NO

Análisis de resultados

Guía para el diseño de conexiones de estructuras en acero

El documento elaborado busca ser una herramienta de apoyo y aprendizaje, y está dirigido a estudiantes. El principal beneficio de la guía es que esta es una herramienta de consulta acerca de las consideraciones para el diseño y construcción de conexiones de estructuras en acero y sirve de enlace entre el autor y la información de guías y normativas de diseño que rigen, como lo son el Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2010) y las todas las normas del AISC.

En un principio, se buscó que la guía abarcara la explicación de los estados límites, las consideraciones básicas para elaborar planos de taller y la elaboración de las hojas, sin embargo, conforme se estudiaba el tema se determinó que era necesario añadir más temas. Es por eso que la guía además de lo mencionado en los objetivos, incluye las consideraciones acerca de los pernos y soldaduras como elementos de unión y la explicación del diseño de las conexiones seleccionadas.

Tal y como se mencionó en los resultados, el primer capítulo da al lector información acerca de los elementos de unión para conexiones como lo son los pernos de alta resistencia y las soldaduras. Se eligieron estos sobre otros como remaches ya que estos son los principales en normas de diseño del AISC, y el Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016) menciona que para conexiones sismorresistentes sólo estos elementos pueden usarse. Este capítulo se decidió colocar al inicio porque lo primero que se debe conocer previo al diseño son los elementos, sus propiedades y consideraciones de acuerdo con la normativa. Dado que esta guía no tiene como objetivo el diseño de elementos en acero, sólo se incluyeron elementos de unión.

El capítulo 2 trata sobre los estados límites de los elementos que forman parte de conexiones. Este capítulo va de segundo lugar debido a que se deben comprender los estados límites previo a conocer las consideraciones específicas para cada conexión. Primeramente, se explican los estados límites relacionadas con los elementos de unión para conexiones estudiados en el capítulo 1, luego los estados límites que experimentan los elementos que llegan a la conexión y finalmente los estados límites por fuerzas concentradas.

Cada estado límite cuenta con una explicación de este, al menos una imagen que le permita al lector comprender el mecanismo de falla y las ecuaciones con sus referencias. Esto permite que la guía sea una herramienta muy útil en comparación con consultar directamente con el capítulo J del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016), el cuál explica casi todos los estados límites, ya que este sólo incluye la lista de ecuaciones por lo que puede que haya estados límites que no queden claros. El hecho que la guía tenga imágenes e información de diversas fuentes, facilita la comprensión de los temas tratados en ella.

Además de incluir imágenes y otras referencias, este capítulo explica de forma clara el estado límite de fluencia por flexión en elementos tipo viga para conexiones con recortes en sus patines. El capítulo J del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016) no menciona este estado límite, por lo que debió consultarse al capítulo 9 del manual del AISC (AISC, 2017). Dicho manual vuelve a referenciar la sección F de los comentarios del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016). Esto resulta tedioso a la hora de estudiar este estado límite, por lo que la guía al recopilar todo resulta una herramienta muy útil.

El capítulo 3 es breve y explica el comportamiento de los elementos en que conforman una conexión. Para el caso de las conexiones que se estudian en la guía que son las de estructuras tipo marco. Este capítulo abarca las diferencias entre conexiones rígidas, semirrígidas y simples, y como el grado de restricción en estas afecta el comportamiento de la conexión y los elementos que la componen. Cabe resaltar que la guía no explica el diseño de conexiones semirrígidas debido a que la sección 10.6.2.6b de los comentarios al Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016) menciona que este tipo de conexiones no son permitidas en el código para conexiones viga-columna.

El capítulo 4 abarca las consideraciones para las conexiones a cortante. Este capítulo menciona las consideraciones recogidas por el manual del AISC (2017), la norma 360-16 (ANSI/AISC, 2016) y lo que menciona Vinnakota (2006). Esto hace que el capítulo se considere resulte una referencia completa para estudiar el diseño de conexiones a cortante. Para cada conexión se mencionan las consideraciones, como el tamaño de los elementos y distancias entre pernos, y los estados límites que deben evaluarse a partir de lo explicado en el capítulo 2. Tal y como se mencionó en el Capítulo 2 para estados límites en soldaduras, las ecuaciones de su diseño pueden variar de acuerdo con la forma que tenga para poder conectar diferentes elementos como angulares. Esto se recalca ya que en el Capítulo 4 se explican otras ecuaciones de diseño de soldaduras específicas para su uso en conexiones a cortante.

El capítulo 5 trata sobre las consideraciones para el diseño de las conexiones precalificadas a momento para sistemas de marco SMF e IMF mencionadas por el Anexo B del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2010). Este capítulo comienza explicando las consideraciones para la revisión del requerimiento o no de placas de continuidad y placas de refuerzo en el panel de columnas y su diseño para resistir los esfuerzos debido a fuerzas concentradas. Posteriormente, se explica cada una de las conexiones, tomando en cuenta el procedimiento para cada una, tomando en cuenta las normas AISC 358-16 y AISC 341-16 (ANSI/AISC, 2016).

Las normas mencionadas no son claras acerca de cómo se pueden diseñar las placas de continuidad o las de refuerzo en el panel de la columna, mientras la guía sí lo hace. Para ello, esta recopila información de la guía de diseño 13 del AISC (AISC, 1999) para indicar cómo abordar su revisión. Además, se mencionan los requisitos que deben cumplir las placas para los sistemas SMF e IMF según el Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2010) y el AISC 341-16 (AISC, 2016).

Finalmente, el capítulo 6 menciona aspectos básicos sobre consideraciones para la elabora-

ción de planos de taller para conexiones de estructuras en acero. Este capítulo es el segundo más breve luego del tercero y se basa en las consideraciones generales que da el manual del AISC (AISC, 2017) y la guía de detallado del AISC (AISC, 2009) acerca de información que debe incluirse, por otra parte, del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2010) se listaron los requerimientos que deben tener los planos de taller. Cabe resaltar que este capítulo sólo incluye información básica, pues no existe una norma o documento que especifique cómo realizar planos de taller. Por lo tanto, el objetivo de este capítulo es rescatar información tomada de dichas normas, como lo es el detallado de pernos y sus accesorios, corte de elementos como vigas, detallado y simbología de soldaduras y dimensiones y designación de los elementos utilizados.

Hojas de cálculo de conexiones a cortante

Para la revisión de las conexiones a cortante se tomaron diversos ejemplos de la guía de ejemplos del AISC (AISC, 2019). Se puede apreciar la comparación de los resultados entre las hojas de cálculo y los resultados de la guía en los cuadros 5, 7, 12, 18 y 24. De forma general se puede apreciar en dichos cuadros que la diferencia porcentual entre los ejemplos desarrollados en la guía es baja, a excepción del estado límite de aplastamiento por pernos en la placa simple con dos filas de pernos.

Esta diferencia se debe a que la hoja calcula de forma más precisa la resistencia a dicho estado límite ya que considera la distancia con respecto al borde del perno más extremo y la que hay entre cada perforación para el resto en cada fila de pernos, mientras que la hoja considera la misma distancia para todos los pernos. Para el resto de resultados, se tiene una diferencia menor al 5 % por lo que se puede validar que los resultados de las hojas a cortante son correctos.

Los estados límites que no aparecen en los cuadros 5, 7, 12, 18 y 24 no se calcularon en los ejemplos de la guía del AISC (AISC, 2019), por lo que no pudieron corroborarse. Para el caso de los angulares, se mencionó que cada ejemplo daba la resistencia disponible de acuerdo con las tablas de diseño del manual del AISC (AISC, 2017), sin embargo este no aclara a cuál estado límite corresponde.

Hojas de cálculo de conexiones precalificadas a momento

Tal y como se mencionó en la Metodología, no se encontraron ejemplos para el diseño de conexiones precalificadas a momento, excepto dos para las de placa extrema en la guía de diseño 4 del AISC (AISC, 2003) pero su procedimiento de cálculo es diferente con respecto al que establece el AISC 358-16 (ANSI/AISC, 2016). Por lo tanto, las hojas de conexiones precalificadas no pudieron verificarse de igual forma que las de cortante. Es por eso que se tomaron los elementos y carga de los ejemplos mencionados anteriormente para mostrar los resultados que arrojaba cada hoja y los requerimientos según cada tipo de conexión.

De acuerdo con los resultados de los cuadros 26, 27, 28, 29 y 30, se puede apreciar que el

perfil W21X55 usado para la viga cumple con los requerimientos para cada tipo de conexión mientras que el perfil W14x109 usado como columna no. Esto se debe a que no cumple con la esbeltez requerida establecida por la tabla 10.6 del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2010) para los patines de elementos tipo W sin rigidizar. Cabe resaltar que las hojas de cálculo no consideran el diseño propio de cada elemento, sólo su revisión a estados límites producto de esfuerzos transmitidos a través de la conexión, por lo que no se toma en cuenta si la columna está rigidizada o no.

Para cada una de las conexiones se propusieron dimensiones de cortes, como el caso de la conexión RBS, o de tamaño de otros accesorios como placas, en las conexiones BUEEP, BSEEP y BFP que cumplieran con la revisión que realiza cada hoja. De acuerdo con la revisión de estados límites por fuerzas concentradas, se comprobó que todas las conexiones requieren de placas de continuidad en el alma de la columna y ninguna requiere de placas de refuerzo en la zona del panel, la cual es la ubicada en el alma de la columna donde se da la conexión. Esto se debe a que el ejercicio tomado como referencia no menciona el valor del cortante sísmico que llega a la columna en el nivel donde se encuentra la conexión, por lo cual su valor se tomó como cero.

Conclusiones

La Guía para el diseño de conexiones de estructuras en acero es una herramienta que reúne información de diferentes normas y autores en un solo documento, facilitando el entendimiento relacionado con el diseño de conexiones en acero.

Como referencia para el diseño de las conexiones a cortante estudiadas, la guía es una herramienta que enumera las consideraciones y estados límites que deben analizarse para que la conexión cumpla en cuanto a resistencia y ajuste de los elementos que la conforman en cuanto a su tamaño.

La guía es una herramienta que reúne la explicación para el diseño de las conexiones precalificadas a momento que menciona el Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2014), además de incluir la explicación del diseño de placas de continuidad y de refuerzo en el panel de la columna, en comparación con las normas de diseño.

Las hojas de cálculo corresponden a un refuerzo de la guía pues permite el desarrollo y revisión de ejemplos sobre el diseño de conexiones a cortante y precalificadas con el fin de ayudar con el entendimiento de este tema.

La guía recopila las principales consideraciones del manual del AISC (AISC, 2017) y la guía de detallado del AISC (AISC, 2009) sobre el detallado de pernos, soldaduras y otros elementos y accesorios que forman parte de las conexiones.

Recomendaciones

1. Estudiar más tipos de conexiones con el fin de complementar la información disponible sobre su diseño.
2. Indagar más sobre las consideraciones para el diseño de conexiones utilizando elementos tipo cajón.
3. Si se pretenda utilizar la guía de diseño, se recomienda al usuario verificar por su cuenta las normas de acuerdo con la conexión que se planea diseñar.

Referencias bibliográficas

AISC. (1999). Steel Design Guide 13: Stiffening of Wide-Flange Columns at Moment Connections: Seismic and Wind Applications. American Society of Steel Construction: United States of America.

AISC. (2003). Steel Design Guide 4: EXTENDED END-PLATE MOMENT CONNECTIONS. Seismic and Wind Applications. Second Edition. American Society of Steel Construction: United States of America.

AISC. (2009). Detailing for Steel Construction. Third Edition. American Society of Steel Construction.

AISC. (2017). Steel Construction Manual. Fifteenth Edition. American Society of Steel Construction: United States of America.

AISC. (2019). Companion to the AISC Steel Construction Manual. Volume 1: Design Examples. Version 15.1. American Society of Steel Construction: United States of America.

ANSI/AISC. (2016). Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, AISC 358-16. American Society of Steel Construction.

ANSI/AISC. (2016). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, AISC 341-16. American Society of Steel Construction.

ANSI/AISC. (2016). Specification for Structural Steel Buildings, AISC 360-16. American Society of Steel Construction.

CFIA. (2016). Código Sísmico de Costa Rica. Revisión 2014. Editorial Tecnológica de Costa Rica: Costa Rica.

CFIA. (2014). Comentarios al Código Sísmico de Costa Rica. Editorial Tecnológica de Costa Rica: Costa Rica.

Chazaro, C. (S.F). Diseño de Conexiones. Gerdau Corsa. Recuperado de: gerdaucorsa.com.mx

Davis, B. (2019). Fundamentals of Connection Design: Session 3: Shear Connections. American Society of Steel Construction. Recuperado de: <https://www.youtube.com/watch?v=9OnNk-3wHfQ8&t=2403s>

FEMA. (2000). Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Build-

dings. FEMA 350. Federal Emergency Management Agency: United States of America.

Fitzgerald, R. (1996). *Mecánica de Materiales*. Alfaomega Grupo Editor: México.

Green, P., Sposito, T. & Veltri, P. (2002). *Connections Teaching Toolkit. A Teaching Guide for Structural Steel Connections*. American Society of Steel Construction: United States of America

McCormac, J. & Csernak, S. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero*. 5ta Edición. Alfaomega Grupo Editor: México.

Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. MCGRAW-HILL/Interamericana Editores, S.A: México.

Apéndices

Apéndice 1. Guía para el diseño de conexiones de estructuras en acero

The background of the page is a photograph of a steel structure under construction. The image shows a complex network of dark steel beams and girders forming a skeletal frame against a light sky. The perspective is from a low angle, looking up at the structure, which creates a sense of height and scale. The beams are interconnected in a grid-like pattern with various diagonal bracing members.

Guía para el diseño de conexiones de estructuras en acero

Martín Picado Piedra
Escuela de Ingeniería en Construcción
Instituto Tecnológico de Costa Rica

Guía para el diseño conexiones de estructuras en acero

Índice

Generalidades	1
Introducción	1
Objetivos	1
Alcances y limitaciones	1
Capítulo 1. Elementos de unión	2
1.1 Pernos de alta resistencia	3
1.1.1 Tipos de pernos de uso estructural	3
1.1.2 Tipos de perforaciones en conexiones apernadas	3
1.1.3 Tipos de conexiones apernadas	4
1.1.4 Separación entre pernos	5
1.1.5 Indicaciones del CSCR-2010 sobre pernos en conexiones de sistemas sismorresistentes	7
1.2 Soldaduras	8
1.2.1 Electrodos	8
1.2.2 Procesos de soldadura	9
1.2.3 Tipos de soldadura	11
1.2.4 Indicaciones del CSCR-2010 sobre soldaduras en conexiones de sistemas sismorresistentes	13
Capítulo 2. Estados límites	14
2.1 Estados límites en elementos de unión	15
2.1.1 Cortante y tensión en pernos (BS & BT)	15
2.1.2 Resistencia de soldadura (W)	18
2.2 Estados límites en elementos conectados	23
2.2.1 Aplastamiento por pernos (BB)	23
2.2.2 Fluencia y ruptura por tensión (TY & TR)	24
2.2.3 Fluencia y ruptura por cortante (SY & SR)	25
2.2.4 Ruptura por bloque de cortante (BSR)	26
2.2.5 Fluencia por Flexión (FY)	28
2.3 Estados límites por fuerzas concentradas	33
2.3.1 Aplastamiento del alma (WC)	33
2.3.2 Fluencia Local del Alma (WLY)	34
2.3.3 Pandeo por compresión del alma (WCB)	35
2.3.4 Fluencia local del patín (FLB)	36
Capítulo 3. Tipos de conexiones	37
3.1 Conexiones a cortante	38
3.2 Conexiones semirrígidas	39
3.3 Conexiones rígidas	40

Capítulo 4. Diseño de conexiones a cortante	42
4.1 Conexión con angulares dobles totalmente apernados	43
4.2 Conexión con angulares dobles totalmente soldados	45
4.3 Conexión con angulares dobles apernados-soldados	49
4.4 Conexión con placa simple	51
Capítulo 5. Diseño de conexiones precalificadas a momento	55
5.1 Generalidades	56
5.2 Placas de continuidad	56
5.3 Zona del panel	60
5.4 Conexión de sección de viga reducida (RBS)	63
5.5 Conexión de placa extrema empernada rigidizada (BSEEP) y sin rigidizar (BUEEP) . .	69
5.6 Conexión de placa de patín apernado (BFP)	79
5.7 Conexión con patín soldado sin refuerzo y alma soldada (WUF-W)	84
Capítulo 6. Planos de taller	87
6.1 Consideraciones para el detallado de soldaduras	88
6.2 Consideraciones para el Detallado de Pernos	91
6.3 Corte de vigas	93
6.4 Accesorios para el montaje de vigas	94
6.5 Detallado de conexiones	94
Referencias bibliográficas	97

Índice de figuras

1.	Partes de una conexión apernada.	3
2.	Tipos de perforaciones para pernos.	4
3.	Tamaño de diferentes perforaciones para diferentes diámetros de pernos en pulgadas.	4
4.	Conexión tipo aplastamiento con roscas incluidas (a) y roscas excluidas (b).	5
5.	Distancias para perforaciones en conexiones atornilladas.	6
6.	Distancia mínima entre el centro de perforaciones y el borde del elemento conectado en pulgadas.	6
7.	Gramiles en perfiles de acero.	7
8.	Designación de electrodos para soldaduras.	8
9.	Características y usos de diferentes tipos de electrodos.	9
10.	Soldadura de arco metálico protegido.	10
11.	Soldadura de arco sumergido.	10
12.	Soldadura de ranura completa.	11
13.	Soldadura de ranura parcial.	11
14.	Soldadura de filete.	11
15.	Dimensiones de soldaduras de filete.	11
16.	Tamaño de soldaduras de filete para diferentes espesores de elementos.	12
17.	Tamaño máximo de soldaduras de filete en uniones traslapadas.	12
18.	Propiedades mecánicas del material de aporte de soldaduras en sistemas sismorresistentes.	13
19.	Propiedades mecánicas del material de aporte de soldaduras en soldaduras críticas por demanda.	13
20.	Esfuerzo cortante en un perno sometido a cortante.	15
21.	Deformación en dos planos en pernos sujetos a cortante.	15
22.	Pernos sometidos a tensión.	16
23.	Falla de pernos por ruptura debido a esfuerzos por tensión.	16
24.	Resistencia nominal a cortante y tensión para pernos.	17
25.	Valores F_{nw} para diferentes ángulos entre la línea de acción de la carga y el eje longitudinal de la soldadura.	19
26.	Parámetros para determinar la resistencia nominal en diferentes tipos de soldadura (Parte 1).	21
27.	Parámetros para determinar la resistencia nominal en diferentes tipos de soldadura (Parte 2).	22
28.	Esfuerzo de aplastamiento por pernos.	23
29.	Placa deformada por aplastamiento por pernos.	23
30.	Esfuerzo en elementos sometidos a tensión.	24
31.	Falla por desprendimiento del bloque de cortante.	26
32.	Planos de falla por bloque de cortante en diferentes tipos de conexiones.	26
33.	Conexiones con esfuerzos de tensión uniformes ($U_{bs} = 1$).	27
34.	Conexiones con esfuerzos de tensión no uniformes ($U_{bs} = 0,5$).	28
35.	Esfuerzos de flexión en una viga con un despatín.	28
36.	Viga con doble despatín.	30
37.	Aplastamiento del alma.	33
38.	Fluencia local del alma.	34
39.	Fluencia local del patín.	36
40.	Curvas típicas momento-rotación para conexiones.	38
41.	Conexiones a cortante entre una viga y dos columnas.	39
42.	Conexiones semirrígidas entre una viga y dos columnas.	40
43.	Conexiones rígidas entre una viga y dos columnas.	41

44.	Conexión con angulares totalmente apernados.	43
45.	Planos de cortante de los pernos de la conexión.	45
46.	Conexión con angulares totalmente soldada.	45
47.	Valores de la tabla 8-8 del manual del AISC.	47
48.	Conexión apernada y soldada con dos angulares.	49
49.	Conexión a cortante con placa simple.	51
50.	Valores de la tabla 7-6 del manual del AISC.	53
51.	Placas de continuidad para conexiones precalificadas.	56
52.	Recorte con esquina curva en placas de continuidad.	59
53.	Recorte con esquina recta en placas de continuidad.	59
54.	Zona del panel de una conexión a momento entre una viga y una columna.	60
55.	Conexión con viga con sección reducida.	63
56.	Alternativas de perforaciones de acceso para soldaduras en los patines de vigas.	64
57.	Valores para la reducción de la sección de la viga.	65
58.	Conexión con placa extrema empernada con y sin placa rigidizadora.	69
59.	Placa rigidizadora en conexión con placa extrema.	70
60.	Límites dimensionales para las conexiones con placa extrema con cuatro pernos en cada patín rigidizadas (4ES) y sin rigidizar (4E).	71
61.	Geometría de conexión con placa extrema con cuatro pernos sin rigidizar (4E).	72
62.	Geometría de conexión con placa extrema con cuatro pernos rigidizada (4ES).	72
63.	Geometría de columna en conexión con placa extrema con cuatro pernos en cada patín con y sin placa rigidizadora.	77
64.	Conexión con placas en patines apernadas.	79
65.	Plano de falla por ruptura por tensión en las placas de los patines.	82
66.	Planos de falla por ruptura por bloque de cortante en las placas de los patines.	82
67.	Conexión con con patín soldado sin refuerzo y alma soldada.	84
68.	Detalles de placa sencilla en conexiones con patín soldado sin refuerzo y alma soldada (WUF-W).	85
69.	Símbolos para el detallado de soldaduras en planos.	89
70.	Ejemplos del significado de símbolos para el detallado de soldaduras.	90
71.	Detalle de soldaduras de filete sometidas a cortante en paralelo.	91
72.	Detalle de soldaduras de filete sometidas a cortante en paralelo.	91
73.	Distancias a respetar para la colocación de pernos.	92
74.	Detalle del tamaño de pernos a utilizar.	92
75.	Detalle del tamaño de tuercas y rondanas a utilizar.	93
76.	Recorte de patín superior de un perfil W.	93
77.	Detalle de accesorios utilizados en una conexión a momento soldada.	94
78.	Detalle de conexión con angulares dobles totalmente apernadas.	95
79.	Detalle de conexión entre viga y alma de columna.	95
80.	Detalle de conexiones en columnas a partir de plano en planta.	96

Generalidades

Introducción

Esta guía busca explicar los mecanismos para conexiones en acero como lo son los pernos y soldaduras, entender sus consideraciones y los requerimientos de la normativa nacional e internacional. Luego se pretende explicar los estados límites que deben de tomarse en cuenta para realizar un diseño adecuado de conexiones, para posteriormente entrar de lleno con los tipos de conexiones y el procedimiento y consideraciones para su diseño. Finalmente se mencionarán algunas recomendaciones que hay sobre la información a incluirse en planos de taller.

Objetivos

1. Analizar los principales mecanismos de para uso en conexiones en acero.
2. Explicar los estados límites que pueden presentarse en los elementos que pertenecen a conexiones en acero.
3. Describir los tipos de conexiones en acero de acuerdo con su comportamiento.
4. Enseñar las consideraciones y pasos para el diseño de diferentes tipos de conexiones.
5. Mencionar lineamientos básicos a considerar para la elaboración de planos de taller.

Alcances y limitaciones

La presente guía es de uso académico para la Escuela de Ingeniería en Construcción del Tecnológico de Costa Rica. Se recomienda a los profesionales que la consulten que la utilicen como referencia para consultar diversas normas y reglamentos para el diseño real de conexiones en estructuras de acero.

Cabe resaltar que las unidades utilizadas son del sistema inglés, esto debido a que la mayoría de ecuaciones se toman de las guías del AISC, las cuales están hechas para dicho sistema.

Capítulo 1. Elementos de unión

1.1 Pernos de alta resistencia

Una conexión apernada está compuesta por pernos, tuercas y arandelas. El diámetro del perno se utiliza para designar su tamaño nominal. Los componentes de una conexión apernada se aprecian en la Figura 1.

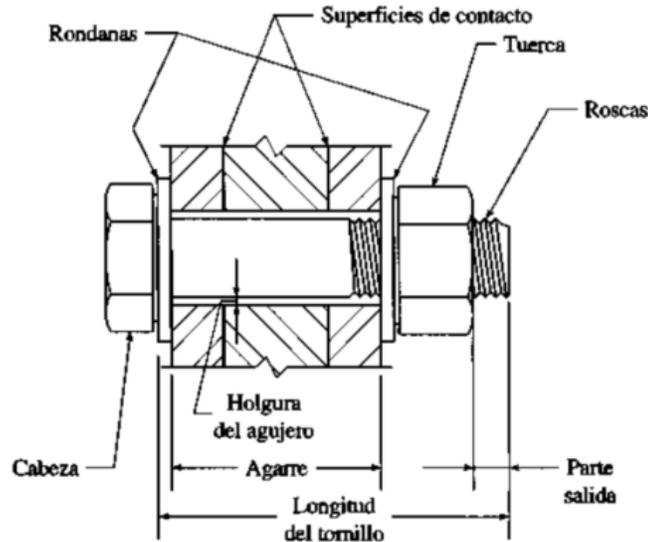


Figura 1. Partes de una conexión apernada.
Fuente: Vinnakota (2006).

1.1.1 Tipos de pernos de uso estructural

Pernos Ordinarios: Llamados ordinarios o comunes, corresponden a pernos de designación A307 los cuales son fabricados con acero al carbono, por lo que sus propiedades mecánicas son similares al acero A36 (McCormak & Csernak, 2012). Este tipo de pernos se utilizan en estructuras ligeras y secundarias, como lo son largueros, correas, riostras, plataformas y armaduras pequeñas.

Pernos de Alta Resistencia: Estos corresponden a pernos del Grupo A (A325), Grupo B (A490) y Grupo C, los cuales están elaborados a base de acero al carbono mediano tratado térmicamente, lo que hace que su resistencia a la tensión llegue a ser dos o más veces la de pernos ordinarios (McCormak & Csernak, 2012). Estos se utilizan en estructuras principales y sistemas sismorresistentes de edificaciones de una o dos plantas hasta rascacielos y puentes. El Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016), indica en su sección 10.1.3 para pernos y sus accesorios, pertenecientes a conexiones sismorresistentes deben satisfacer las especificaciones ASTM A325, A490, F1852 o F2280 según la designación que se utiliza.

1.1.2 Tipos de perforaciones en conexiones apernadas

La sección J3.2 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016), establece cuatro tipos de perforaciones para conexiones apernadas:

Estándar (STD): Su tamaño corresponde al diámetro del tornillo más una holgura de $1/16''$ para diámetros de hasta $7/8''$, mientras que para valores mayores a $1''$ se utiliza una holgura de $1/8''$.

Holgados (OVS): Pueden utilizarse para placas de unión en conexiones de deslizamiento crítico siempre y cuando la carga no exceda la resistencia permisible a deslizamiento. Este tipo de perforaciones no debe utilizarse en conexiones de tipo aplastamiento (McCormac & Csernak, 2012).

Ranura Corta (SSL): Pueden utilizarse para todos los elementos en conexiones tipo aplastamiento y por deslizamiento crítico (Chazaro, s.f).

Ranura Larga (LSL): McCormac & Csernak (2012) indican que pueden usarse sólo en uno de los elementos conectados en conexiones tipo aplastamiento y fricción.

La forma de los diferentes tipos de perforaciones puede apreciarse en la Figura 2.

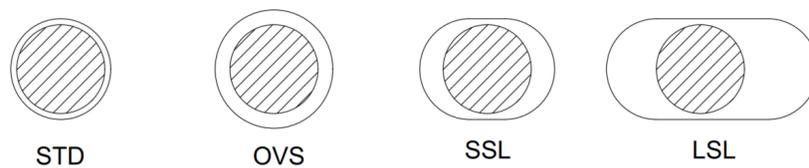


Figura 2. Tipos de perforaciones para pernos.

El tamaño máximo de cada tipo de perforación para los diferentes diámetros de pernos se encuentran en la tabla J3.3 del ASIC 360-16 (ANSI/AISC, 2016). La Figura 3 muestra la adaptación de McCormac & Csernak (2012) de dicha tabla.

TABLA 12.2 Dimensiones nominales de agujeros, pulgadas.				
Dimensiones de los agujeros				
Diámetro del tornillo	Estándar (diámetro)	Agrandados (diámetro)	De ranura corta (ancho × longitud)	De ranura larga (ancho × longitud)
1/2	9/16	5/8	9/16 × 11/16	9/16 × 1 1/4
5/8	11/16	13/16	11/16 × 7/8	11/16 × 1 9/16
3/4	13/16	15/16	13/16 × 1	13/16 × 1 7/8
7/8	15/16	1 1/16	15/16 × 1 1/8	15/16 × 2 3/16
1	1 1/16	1 1/4	1 1/16 × 1 5/16	1 1/16 × 2 1/2
≥ 1 1/8	$d + 1/16$	$d + 5/16$	$(d + 1/16) × (d + 3/8)$	$(d + 1/16) × (2.5 × d)$

Figura 3. Tamaño de diferentes perforaciones para diferentes diámetros de pernos en pulgadas.
Fuente: McCormac & Csernak (2012).

1.1.3 Tipos de conexiones apernadas

Aplastamiento: Su comportamiento supone que las cargas que se transmiten en las conexiones son mayores que la resistencia a la fricción entre los pernos y los elementos conectados, por lo tanto, se

genera un pequeño deslizamiento entre los elementos conectados. Este deslizamiento hace que los pernos queden sometidos a esfuerzos de cortante y de aplastamiento (McCormac & Csernak, 2012).

Las conexiones apernadas de tipo aplastamiento se pueden diseñar suponiendo la posición del plano de corte que actúa sobre el tornillo con las roscas no excluidas (N) o excluidas (X). Este comportamiento se puede apreciar en la Figura 4. En la (a) el plano de corte pasa por las roscas del perno, por lo cual estas están incluidas, mientras que en la (b) el plano pasa por la parte no roscada, por lo que estas no se considera.

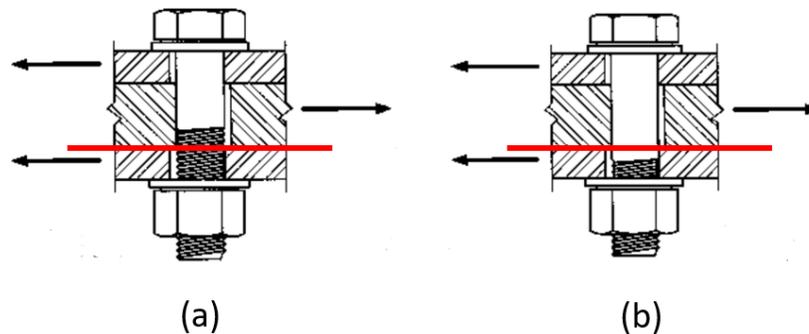


Figura 4. Conexión tipo aplastamiento con roscas incluidas (a) y roscas excluidas (b).
Fuente: Adaptado de Vinnakota (2006).

McCormac & Csernak (2012) mencionan que en la práctica es común diseñar las conexiones apernadas con las roscas excluidas del plano de corte, sin embargo, existen diseñadores altamente conservadores que suelen no excluirlas. La resistencia a la tensión o cortante por aplastamiento para diferentes tipos de pernos se encuentra en la tabla J3.2 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016).

Deslizamiento crítico: También llamadas conexiones tipo fricción, se dan cuando un tornillo está completamente pretensado, generando así una resistencia al deslizamiento debido a la fricción que hay entre las superficies de contacto de la conexión (Vinnakota, 2006). McCormac & Csernak (2012) mencionan que este tipo de conexiones se utilizan cuando el deslizamiento entre los elementos de la conexión puede afectar la serviciabilidad de la estructura, como en el caso de puentes.

1.1.4 Separación entre pernos

La sección J3.3 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016) define que la distancia de centro a centro entre perforaciones de tipo estándar, holgadas y de ranura corta en cualquier dirección (s en la Figura 5), no debe de ser menor a $2\frac{2}{3}$ veces el diámetro nominal del perno. Se recomienda que para esas perforaciones la separación se puede tomar como 3 veces el diámetro y para diámetros de pernos menores a 1 pulgada se sugiere una separación de 3 pulgadas (7,5 cm).

La distancia mínima al borde del elemento conectado desde el centro de las perforaciones (e en la Figura 5) para diferentes diámetros de pernos se encuentra en la tabla J3.4 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016).

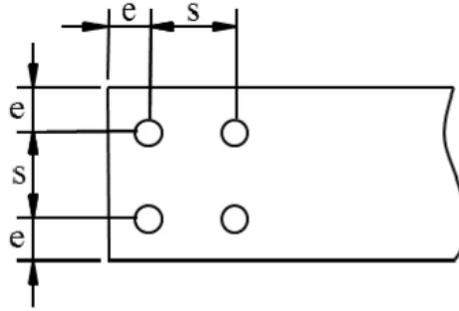


Figura 5. Distancias para perforaciones en conexiones atornilladas.
Fuente: Davis (2019).

La Figura 6 muestra la adaptación de dicha tabla por parte de McCormac & Csernak (2012).

TABLA 12.3 Distancia mínima al borde ^[a] del centro del agujero estándar ^[b] al borde de la parte conectada, pulgadas.	
Diámetro del tornillo (plg)	Distancia mínima al borde (plg)
1/2	3/4
5/8	7/8
3/4	1
7/8	1 1/8
1	1 1/4
1 1/8	1 1/2
1 1/4	1 5/8
Mayores de 1 1/4	1 1/4 × Diámetro

Figura 6. Distancia mínima entre el centro de perforaciones y el borde del elemento conectado en pulgadas.
Fuente: McCormac & Csernak (2012).

La sección J3.5 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016) establece que la distancia máxima entre el centro de una perforación al borde más cercano del elemento conectado corresponde a 12 veces el espesor de este, y no puede ser mayor a 6 pulgadas (15 cm). De acuerdo con Vinnakota (2006), esto permite que no haya un espacio excesivo entre los elementos conectados, haciendo que entre estos no se acumule polvo, agua y otros agentes que pueden afectar las propiedades del acero.

Para el caso de perfiles tipo W, M, S, HP, canales MC y angulares, la distancia perpendicular entre filas de pernos se conoce como gramil. Las tablas 1-1 hasta 1-7A del manual del AISC (AISC, 2017) establecen los gramiles manejables para los lados de angulares y patines en perfiles W, S o H. Dichas tablas no se incluyen debido a que su longitud abarca varias páginas. En la Figura 7 se pueden apreciar los gramiles *g* en un angular y en un perfil W.

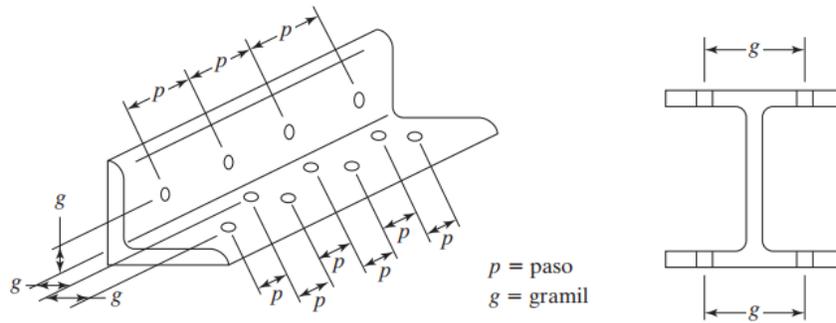


Figura 7. Gramiles en perfiles de acero.
Fuente: McCormac & Csernak (2012).

1.1.5 Indicaciones del CSCR-2010 sobre pernos en conexiones de sistemas sismorresistentes

El CSCR-2010 establece los siguientes requisitos que deben cumplir los pernos en conexiones de elementos de acero:

1. Todos los pernos deben instalarse como de alta resistencia y deben ser pretensados según la sección J del AISC 360-16.
2. Para conexiones en sistemas sismorresistentes se deben utilizar pernos que cumplan con las especificaciones ASTM A325, F1852, A490 o F2280.
3. Las superficies de contacto deben prepararse según la sección J del AISC 360-16.
4. Las perforaciones deben ser de tipo estándar o de ranura corta, con esta en dirección perpendicular a la carga aplicada.

1.2 Soldaduras

La soldadura corresponde a un proceso en el cual se calientan y unen dos partes metálicas debido a que una porción de estas fluye (McCormac & Csernak, 2012).

1.2.1 Electrodo

Los electrodos corresponden a varillas a partir de las cuales se realiza la soldadura y su tipo es el que define las propiedades de la esta (Vinnakota, 2006). La designación de los electrodos está conformada por la letra *E* y 4 dígitos, donde los primeros dos o tres dígitos posteriores a la *E* indican el esfuerzo de tensión última, en *ksi*, del electrodo, la primera *X* indica la posición de la soldadura, mientras que la siguiente y última *X* define el tipo de recubrimiento, corriente y polaridad con la que debe llevarse a cabo el proceso de soldadura. La Figura 8 muestra la designación de electrodos en soldaduras.

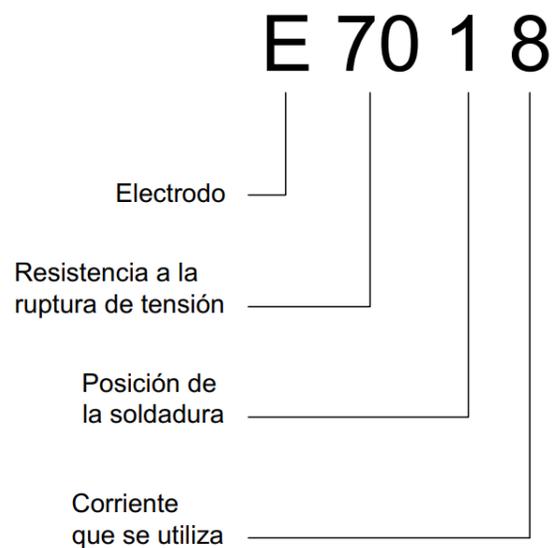


Figura 8. Designación de electrodos para soldaduras.

En la Figura 9 se muestran diferentes designaciones de electrodos de acuerdo con sus características y uso.

Clasificación AWS	Diámetro		Long.	Características	Usos y Aplicaciones
	Pulg	mm			
E 6010 (S)	3/32	2.4	14"	Alta penetración, toda posición, poca escoria, calidad radiográfica y buena aplicación. Utilizar C.D. P.I. (+)	Trabajos de fondeo y/o de raíz. Fabricación de recipientes a presión, estructuras, oleoductos, carrocerías y pailerías.
	1/8	3.2	14"		
	5/32	4.0	14"		
	3/16	4.8	14"		
E 6010 (P)	1/8	3.2	14"	Arco fuerte y penetrante. Calidad radiográfica. C.D. P.I (+)	Astilleros, constructoras, líneas de conducción, pailería y plataformas marinas. Recomendado para aceros al carbono.
	5/32	4.0	14"		
	3/16	4.8	14"		
E 6011	3/32	2.4	14"	Toda posición, buen acabado, calidad radiográfica y rendimiento dentro de su genero. Utilizar C.A. C.D. P.I. (+)	Fabricación de estructuras ligeras y pesadas, tanques, carrocerías, cobertizos, recipientes a presión, herrería y ventanería.
	1/8	3.2	14"		
	5/32	4.0	14"		
E 7024	1/8	3.2	14"	Arco suave, alto rendimiento al deposito, escoria de fácil desprendimiento y calidad radiográfica. Buenas propiedades mecánicas, similares al E 7018, solo en posición plana y horizontal. Utilice C.A. C.D. P.D. ó P.I.	Fabricación de tanques, maquinaria, estructuras, vigas tipo "T" y "H". Reconstrucción de ejes y flechas, bases y cubiertas soldadas. Metal mecánica ligera y pesada.
	5/32	4.0	14"		
E 7018	3/32	2.4	14"	Buen encendido y reencendido, calidad radiográfica, depositos de alta calidad metalurgica. Utilizar C.D. P.I.	Fabricación de maquinaria y de estructuras pesadas sujetas a cargas dinámicas. En la industria petrolera, petroquímica, cementera, pailería y astilleros.
	1/8	3.2	18"		
	5/32	4.0	18"		
	3/16	4.8	18"		
E 7018 (PLUS)	3/32	2.4	14"	Depósitos de elevada calidad radiográfica, altos valores de tenacidad a baja temperatura. Utilizar C.D. P.I.	Fabricación de recipientes a presión, calderas, tuberías, plataformas marinas, astilleros, etc.
	1/8	3.2	18"		
	5/32	4.0	18"		
	3/16	4.8	18"		
E 9018 B3	1/8	3.2	14"	Alta resistencia a la tensión y calidad radiográfica. Su composición química y bajo contenido hidrógeno permiten aplicarlo con mayor seguridad y confianza en diversos tipos de acero C.D. P.I.	Soldadura de aceros de baja aleación. Fundiciones de forja, calderas de mediana aleación y tuberías de cromo - molibdeno. Temperatura de servicio de hasta 600° C
	5/32	4.0	14"		
	3/16	4.8	14"		
	1/8	3.2	14"		
E 9016 B3	5/32	4.0	14"	Arco suave y estable, poco chisporroteo, mediana penetración, escoria de fácil desprendimiento, aleado con Cromo - Molibdeno. Calidad radiográfica. Utilizar C.D. P.I. o C.A.	Mantenimiento de fluxes, espejos y cuerpos de calderas. Construcción de implementos agrícolas y tuberías de alta presión. En la industria eléctrica, petrolera, petroquímica y agroindustrial. Temperatura de servicio de hasta 600° C.

Figura 9. Características y usos de diferentes tipos de electrodos.
Fuente: Chazaro (s.f).

1.2.2 Procesos de soldadura

Para la elaboración de conexiones de elementos de acero, se utilizan generalmente dos tipos de procesos de soldadura:

Soldadura de arco metálico protegido (SMAW): En este proceso se utiliza un electrodo cubierto para formar un arco eléctrico con la pieza que se suelda (AWS, 2020). Las soldaduras *SMAW* se realizan con equipo económico y fácil de conseguir y suelen llevarse a cabo en trabajos donde se da un arranque y paro constante, como las soldaduras de filete que van de forma intermitente (Vinnakota, 2006).

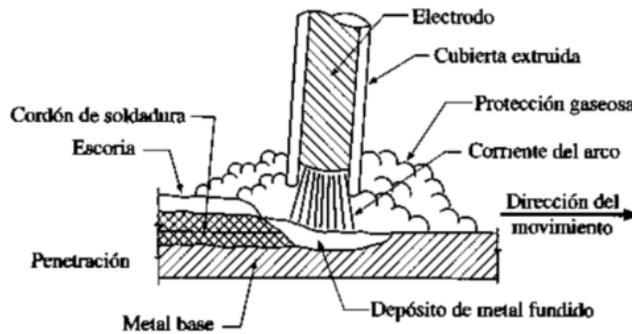


Figura 10. Soldadura de arco metálico protegido.
Fuente: Vinnakota (2006).

Soldadura de arco sumergido (SAW): Vinnakota (2006) describe que para este tipo de soldaduras se utiliza un electrodo expuesto continuo y un material llamado fundente, el cual se distribuye en lugar del electrodo cubierto utilizado en las soldaduras tipo *SMAW*. Este material fundente, conocido como *flux*, tiene la función de proteger y estabilizar el arco que se forma (AWS, 2020).

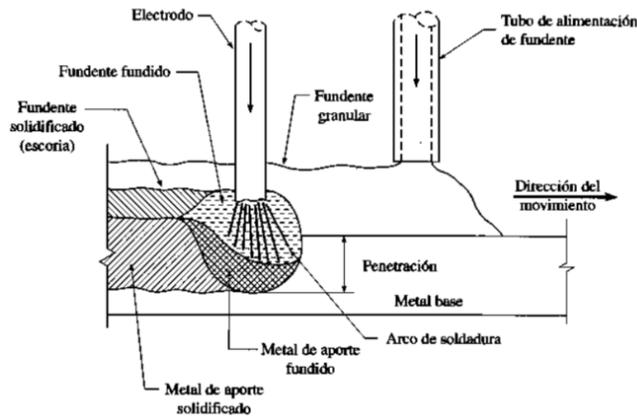


Figura 11. Soldadura de arco sumergido.
Fuente: Vinnakota (2006).

Soldadura de arco eléctrico protegido con gases (GMAW): En este proceso, al igual que los escritos anteriormente, la unión de los elementos metálicos se da por medio del calor del arco eléctrico, el cual es generado gracias al electrodo y metal base, a diferencia que para este proceso, este arco se protege con gas (Chazaro, s.f).

Soldadura de arco eléctrico con electrodo con núcleo de fundente (FCAW): Chazaro (s.f) establece que en este tipo de soldadura un electrodo tubular proporciona el metal de aportación. Minerales, ferroaleaciones y gases protectores componen el fundente del núcleo del electrodo.

1.2.3 Tipos de soldadura

Los principales tipos de soldaduras presentes en conexiones de elementos de acero son:

De tope: También conocida como de ranura, este tipo de soldaduras se realizan cuando los miembros de la conexión están en el mismo plano (McCormac y Csernak, 2012). Su uso se puede ver en empalmes de columnas y conexiones en patines de vigas a columnas. Las soldaduras tipo ranura pueden ser de penetración completa, que abarcan todo el espesor de los elementos conectados, y las parciales, que solo abarcan una parte.

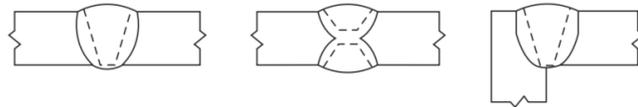


Figura 12. Soldadura de ranura completa.
Fuente: McCormac & Csernak (2012).

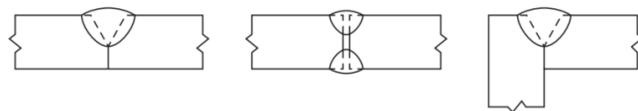


Figura 13. Soldadura de ranura parcial.
Fuente: McCormac & Csernak (2012).

Filete: Se utilizan cuando se conectan elementos donde se traslapan uno sobre otro o en juntas te. Corresponden a las soldaduras más económicas debido a la poca preparación previa de los elementos, siendo así la gran mayoría de soldaduras en conexiones estructurales (McCormac & Csernak, 2012).



Figura 14. Soldadura de filete.
Fuente: McCormac & Csernak (2012).

La Figura 15 muestra las dimensiones de una soldadura de filete, donde w corresponde al tamaño de soldadura y g la garganta de la soldadura:

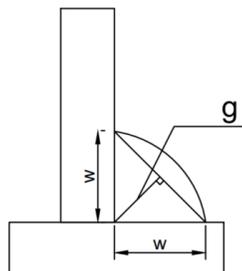


Figura 15. Dimensiones de soldaduras de filete.

La tabla J2.4 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016) define el tamaño mínimo de las soldaduras de filete de acuerdo con el elemento de menor espesor.

TABLA J2.4 Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete	
Espesor de parte unida más delgada, mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete^[a], mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8

^[a] Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de paso simple.
 Nota: Ver la Sección J2.2b para el tamaño máximo de soldaduras de filete.

Figura 16. Tamaño de soldaduras de filete para diferentes espesores de elementos.
 Fuente: ANSI/AISC (2016).

La sección J2.2b del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016) establece que el tamaño máximo de una soldadura de filete de elementos traslapados, como en la Figura 17, será igual al espesor del elemento de borde para espesores menores a 1/4" (caso (a) de la Figura 17). Cuando el espesor del elemento de borde sea mayor o igual a 1/4", el tamaño de la soldadura de filete será igual a dicho espesor, menos 1/16" (caso (b) de la Figura 17). Esto no aplica para uniones de filete que formen "Tes".

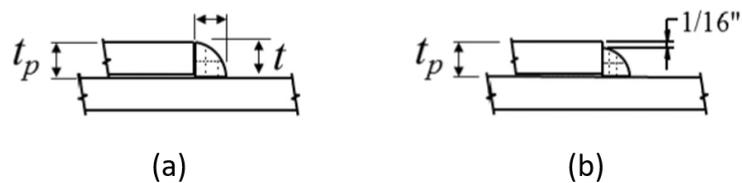


Figura 17. Tamaño máximo de soldaduras de filete en uniones traslapadas.
 Fuente: Davis (2019).

1.2.4 Indicaciones del CSCR-2010 sobre soldaduras en conexiones de sistemas sismorresistentes

El CSCR-2010 establece los siguientes requisitos que deben cumplir las soldaduras:

1. El material de aporte de las soldaduras en sistemas sismorresistentes deben cumplir con los requisitos de la tabla 10.2 (Figura 18).

Propiedades	Clasificación del material de aporte	
	Grado 70 (4900 kg/cm ²)	Grado 80 (5600 kg/cm ²)
Esfuerzo de cedencia, F_y (kg/cm ²)	4060 mín.	4760 mín.
Esfuerzo último, F_u (kg/cm ²)	4900 mín.	5600 mín.
Elongación (%)	22 mín.	19 mín.
Tenacidad de Charpy CVN	276 kg-cm (mín.) a -18°C	

Figura 18. Propiedades mecánicas del material de aporte de soldaduras en sistemas sismorresistentes.
Fuente: CFIA (2016).

2. Se denominan soldaduras de demanda crítica a aquellas que pertenezcan al sistema sismorresistente y las propiedades de su material de aporte deben cumplir con la tabla 10.3.

Propiedades	Clasificación del material de aporte	
	Grado 70 (4900kg/cm ²)	Grado 80 (5600kg/cm ²)
Esfuerzo de cedencia, F_y (kg/cm ²)	4060 mín.	4760 mín.
Esfuerzo último, F_u (kg/cm ²)	4900 mín.	5600 mín.
Elongación (%)	22 mín.	19 mín.
Tenacidad de Charpy CVN	552 kg-cm (mín.) a -18°C	

Figura 19. Propiedades mecánicas del material de aporte de soldaduras en soldaduras críticas por demanda.
Fuente: CFIA (2016).

3. Para demostrar que el material de aporte cumple con dichos requisitos se deberá someter a aprobación los certificados del proveedor o los informes de ensayos de laboratorio.

Capítulo 2. Estados límites

2.1 Estados límites en elementos de unión

2.1.1 Cortante y tensión en pernos (BS & BT)

De acuerdo con Green, Sputo & Veltri (2002), el estado límite por cortante se presenta en cada uno de los pernos que forman parte de una conexión sujeta a cortante.

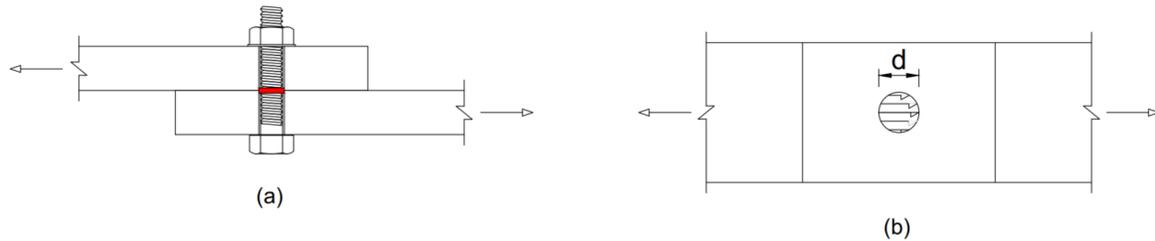


Figura 20. Esfuerzo cortante en un perno sometido a cortante.

En la Figura 20 se muestra un perno que une dos elementos sometidos a tensión (a) y una vista superior de dicha conexión (b), donde se aprecian los esfuerzos cortantes que actúan sobre el perno. Los esfuerzos cortantes generan un efecto de cizallamiento sobre los pernos utilizados en conexiones. Este efecto se puede apreciar en la Figura 21 donde se pueden apreciar dos planos de deformación del perno, lo que demuestra que estaba sometido a dos planos de cortante.



Figura 21. Deformación en dos planos en pernos sujetos a cortante.
Fuente: Green, Sputo & Veltri (2002).

La Figura 22 ilustra un par de pernos sometidos a un esfuerzos de tensión.

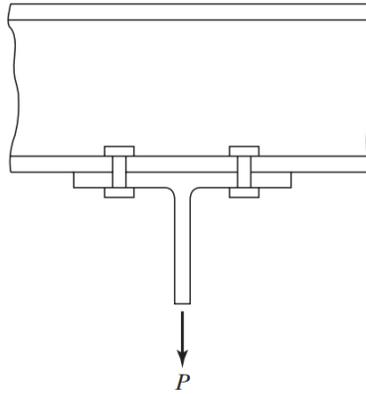


Figura 22. Pernos sometidos a tensión.
Fuente: McCormac & Csernak (2012).

Los esfuerzos de tensión generan una separación en el eje longitudinal del elemento hasta que este alcanza su falla, tal y como se muestra en la Figura 23 para un grupo de pernos que alcanzaron su ruptura.

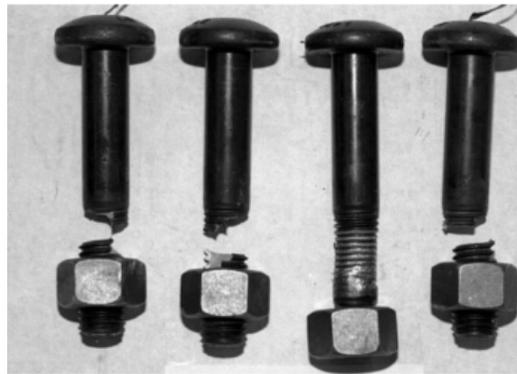


Figura 23. Falla de pernos por ruptura debido a esfuerzos por tensión.
Fuente: Green, Sputo & Veltri (2002).

Para determinar la resistencia disponible de cortante y/o tensión en un perno, la sección J3.6 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016) establece la siguiente ecuación:

$$\phi R_n = \phi F_n A_t \quad (1)$$

Donde:

- $\phi = 0,75$
- $R_n =$ Resistencia nominal
- $F_n =$ Esfuerzo de tensión nominal del perno (F_{nt}) / Esfuerzo de cortante nominal del perno (F_{nv})
- $A_t =$ Área transversal del perno

La resistencia a tensión y cortante nominal se obtiene de la tabla J3.2 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016) de acuerdo con la designación del perno y si se excluyen o no las roscas en el plano de corte. La Figura 24 muestra la adaptación de McCormac & Csernak (2012) de dicha tabla.

TABLA 12.5 Resistencia nominal de sujetadores y partes roscadas, klb/plg ² (MPa).		
Descripción de los sujetadores	Resistencia nominal a la tensión, F_{nt} , klb/plg ² (MPa) ^[a]	Resistencia nominal al cortante en conectores tipo aplastamiento, F_{nv} , klb/plg ² (MPa) ^[b]
Tornillos A307	45 (310)	27 (188) ^{[c][d]}
Tornillos del Grupo A (tipo A325), cuando las roscas no están excluidas de los planos de corte	90 (620)	54 (372)
Tornillos del Grupo A (tipo A325), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	90 (620)	68 (457)
Tornillos del Grupo B (tipo A490), cuando las roscas no están excluidas de los planos de corte	113 (780)	68 (457)
Tornillos del Grupo B (tipo A490), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	113 (780)	84 (579)
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4 del Manual, cuando las roscas no están excluidas de los planos de corte	$0.75 F_u$	$0.450 F_u$
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4 del Manual, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	$0.75 F_u$	$0.563 F_u$

Figura 24. Resistencia nominal a cortante y tensión para pernos.

Fuente: McCormac & Csernak (2012).

Para las partes roscadas de la Figura 24, la sección A3.4 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016) establece que estas pueden ser del material que indique las especificaciones de ASTM; A36/A36M, A193/A193M, A354, A449, A572/A572M, A588/A588M y F1554 y el valor F_u corresponde al esfuerzo de tensión mínimo último de la parte roscada de acuerdo con su designación.

2.1.2 Resistencia de soldadura (W)

La sección J2.4a del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016) establece que la resistencia disponible para conexiones soldadas corresponde al menor valor de la resistencia del material base y del metal de la soldadura, cuyos valores pueden obtenerse de las siguientes ecuaciones:

1. Para el metal base:

$$\phi R_n = \phi F_{bm} A_{bm} \quad (2)$$

2. Para el metal de soldadura:

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} \quad (3)$$

Donde:

- ϕ = Valores de la tabla J2.5 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016)
- R_n = Resistencia nominal
- F_{bm} = Esfuerzo de tensión nominal del metal base de acuerdo con la tabla J2.5 del AISC (ANSI/AISC, 2016)
- A_{bm} = Área del metal base en contacto con la soldadura
- F_{nw} = Esfuerzo de tensión nominal del metal de la soldadura de acuerdo con la tabla J2.5 (ANSI/AISC, 2016) del AISC
- A_{we} = Área efectiva de la soldadura

Para determinar el valor de F_{nw} se pueden utilizar los valores de la tabla J2.5 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016) o usar la siguiente ecuación si se tiene un grupo lineal de soldaduras donde la carga pasa a través de su centro de gravedad:

$$F_{nw} = 0,60 F_{EXX} (1,00 + 0,50 \text{sen}^{1,5} \theta) \quad (4)$$

Donde:

- F_{nw} = Esfuerzo de tensión nominal del metal de la soldadura de acuerdo con la tabla J2.5 del AISC
- F_{EXX} = Resistencia del electrodo
- θ = Ángulo de carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura

La Figura 25 ayuda a aclarar los valores de F_{nw} para diferentes ángulos θ .

$$\theta = 0^\circ \rightarrow F_{nw} = 0.60F_{EXX} \quad (1.00)$$

$$\theta = 45^\circ \rightarrow F_{nw} = 0.60F_{EXX} \quad (1.30)$$

$$\theta = 90^\circ \rightarrow F_{nw} = 0.60F_{EXX} \quad (1.50)$$

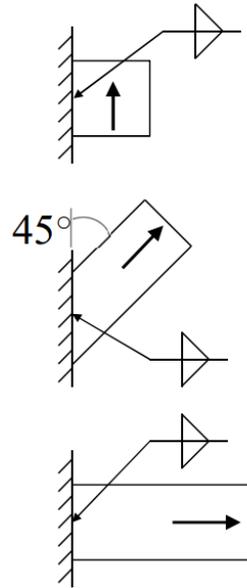


Figura 25. Valores F_{nw} para diferentes ángulos entre la línea de acción de la carga y el eje longitudinal de la soldadura.
Fuente: Davis (2019).

Para soldaduras de filete cargadas al plano, la resistencia debe ser calculada con las siguientes ecuaciones de acuerdo con la sección J2.4b del AISC 360-16 (:

1. Para un grupo lineal de soldaduras en el plano del centro de gravedad:

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} \quad (5)$$

2. Para un grupo de soldaduras cargadas concéntricamente que están orientados en dirección longitudinal y transversal de la carga aplicada, la resistencia combinada es la menor de las siguientes expresiones:

$$\phi R_n = \phi R_{nwl} + R_{nwt} \quad (6)$$

$$\phi R_n = \phi 0,85 R_{nwl} + 1,5 R_{nwt} \quad (7)$$

Donde:

- ϕ = Valores de la tabla J2.5 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016)
- R_n = Resistencia nominal
- F_{nw} = Esfuerzo de tensión nominal del metal de la soldadura de acuerdo con la tabla J2.5 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016)
- A_{we} = Área efectiva de la soldadura
- R_{nwl} = Resistencia nominal total de las soldaduras de filete cargadas concéntricamente de acuerdo con la tabla J2.5 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016)

- R_{nwt} = Resistencia nominal total de las soldaduras de filete cargadas transversalmente de acuerdo con la tabla J2.5 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016)

Las figuras 26 y 27 muestran la adaptación de McCormac & Csernak (2012) de la tabla J2.5 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016).

TABLA 14.1 Resistencia disponible de las juntas soldadas, klb/plg ² (MPa).					
Tipo y dirección de la carga en relación con el eje de la soldadura	Metal pertinente	ϕ y Ω	Resistencia nominal (F_{nBM} o F_{nw}) klb/plg ² (MPa)	Área efectiva (A_{BM} o A_{we}) plg ² (mm ²)	Nivel de resistencia requerido del metal de aportación ^{[a][b]}
SOLDADURAS DE RANURA CON PENETRACIÓN COMPLETA EN LA JUNTA					
Tensión Normal al eje de la soldadura	La resistencia de la junta está controlada por el metal base.				Debe usarse metal de aportación que sea compatible. Para juntas de esquina o en T con refuerzo colocado en su lugar, se requiere metal de relleno robusto en la muesca. Véase la Sección J2.6.
Compresión Normal al eje de la soldadura	La resistencia de la junta está controlada por el metal base.				Se permite metal de aportación con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aportación compatible.
Tensión o compresión Paralela al eje de la soldadura	No es necesario considerar tensión o compresión en partes unidas en sentido paralelo a la soldadura para el diseño de las soldaduras que unen a las partes.				Se permite metal de aportación con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aportación compatible.
Cortante	La resistencia de la junta está controlada por el metal base.				Deberá usarse metal de aportación que sea compatible. ^[c]
SOLDADURAS DE RANURA CON PENETRACIÓN PARCIAL EN LA JUNTA INCLUYENDO SOLDADURAS DE RANURA ACAMPANADA EN V Y CON RANURA ACAMPANADA BISELADA					
Tensión Normal al eje de la soldadura	Base	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	F_u	Área efectiva	Se permite metal de aportación con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aportación compatible.
	Soldadura	$\phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	$0.60 F_{EXX}$	Véase J2.1a	
Compresión Placas de columna con base y empalmes de columnas diseñados conforme a J1.4(a)	No es necesario considerar el esfuerzo a compresión en el diseño de las soldaduras que unen a las partes.				
Compresión Conexiones de miembros diseñadas para el soporte de elementos que no sean columnas como se describe en J1.4(b)	Base	$\phi = 0.90$ $\Omega = 1.67$	F_y	Véase J4	
	Soldadura	$\phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	$0.60 F_{EXX}$	Véase J2.1a	
Compresión Conexiones sin terminado para el soporte	Base	$\phi = 0.90$ $\Omega = 1.67$	F_y	Véase J4	
	Soldadura	$\phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	$0.90 F_{EXX}$	Véase J2.1a	
Tensión o compresión Paralela al eje de la soldadura	No es necesario considerar tensión o compresión en partes unidas en sentido paralelo a la soldadura para el diseño de las soldaduras que unen a las partes.				
Cortante	Base	Regido por J4			
	Soldadura	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60 F_{EXX}$	Véase J2.1a	

Figura 26. Parámetros para determinar la resistencia nominal en diferentes tipos de soldadura (Parte 1).
Fuente: McCormac & Csernak (2012).

TABLA 14.1 (Continuación).					
Tipo y dirección de la carga en relación con el eje de la soldadura	Metal pertinente	ϕ y Ω	Resistencia nominal (F_{nBM} o F_{mv}) klb/plg ² (MPa)	Área efectiva (A_{BM} o A_{we}) plg ² (mm ²)	Nivel de resistencia requerido del metal de aportación ^{[a][b]}
SOLDADURAS DE FILETE INCLUYENDO FILETES EN LOS AGUJEROS Y RANURAS ASÍ COMO JUNTAS T ESVAJADAS					
Cortante	Base	Regido por J4			Se permite metal de aportación con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aportación compatible.
	Soldadura	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60 F_{EXX}$	Véase J2.1a	
Tensión o compresión Paralela al eje de la soldadura	No es necesario considerar tensión o compresión en partes unidas en sentido paralelo a la soldadura para el diseño de las soldaduras que unen a las partes.				
SOLDADURAS DE TAPÓN Y DE MUESCA					
Cortante Paralela al área de contacto en el área efectiva	Base	Regido por J4			Se permite metal de aportación con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aportación compatible.
	Soldadura	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60 F_{EXX}$	J2.3a	
<p>^[a] Para metal de soldadura que sea compatible véase AWS D1.1, Sección 3.3.</p> <p>^[b] Se permite metal de aportación con un nivel de resistencia que sea un nivel mayor que la resistencia del metal compatible.</p> <p>^[c] Pueden usarse metales de aportación con un nivel de resistencia menor que el metal compatible para soldadura de ranura entre el alma y los patines de secciones compuestas que transfieren cargas de cortante, o en aplicaciones donde sea relevante una alta sujeción. En estas aplicaciones, deberá detallarse la junta de la soldadura y la soldadura se diseñará usando el espesor del material como la garganta efectiva, $\phi = 0.80$, $\Omega = 1.88$ y $0.60 F_{EXX}$ como la resistencia nominal.</p> <p>^[d] Alternativamente se permiten las disposiciones de J2.4(a), siempre que se considere la compatibilidad de deformación de los diversos elementos de soldadura. Como alternativa, las Secciones J2.4(b) y (c) son aplicaciones especiales de J2.4(a) que proporcionan la compatibilidad de la deformación.</p>					

Figura 27. Parámetros para determinar la resistencia nominal en diferentes tipos de soldadura (Parte 2).
Fuente: McCormac & Csernak (2012).

Para el diseño de diferentes tipos de conexiones y configuraciones de soldadura, las ecuaciones que se presentan para cada caso en específico se deducen de las ecuaciones anteriores, esto porque que a primera impresión no se asemejan.

2.2 Estados límites en elementos conectados

2.2.1 Aplastamiento por pernos (BB)

Este estado límite se relaciona con la deformación que sufre el elemento conectado producto del aplastamiento que experimenta debido a la carga que se aplica en el borde de las perforaciones de pernos (Green, Sposito & Veltri, 2002).

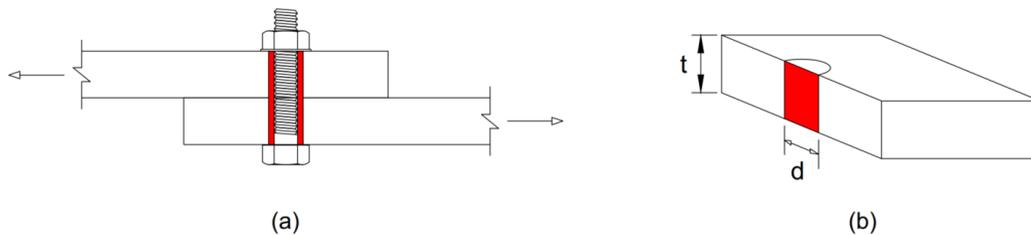


Figura 28. Esfuerzo de aplastamiento por pernos.

Para el caso de la Figura 28, se puede apreciar el área de acción del esfuerzo de aplastamiento, marcado en rojo (a). Dicho esfuerzo corresponde a la fuerza de tensión que experimenta cada elemento, entre la proyección del perno sobre este, es decir su espesor por el diámetro (b).

Se puede apreciar en la Figura 29, como los esfuerzos de aplastamiento generan en la placa deformaciones en las perforaciones de los pernos.



Figura 29. Placa deformada por aplastamiento por pernos.
Fuente: Green, Sposito & Veltri (2002).

Para conocer la resistencia disponible de aplastamiento, la sección J3.10 del AISC establece las siguientes ecuaciones para determinar la resistencia disponible a este estado límite para conexiones con perforaciones de tamaño estándar, holgadas y de ranura corta:

Aplastamiento donde se considera la deformación del agujero:

$$\phi R_n = \phi 2,4 d t F_u \quad (8)$$

Aplastamiento donde no se considera la deformación del agujero:

$$\phi R_n = \phi 3,0 d t F_u \quad (9)$$

Desgarre donde se considera la deformación del agujero:

$$\phi R_n = \phi 1,2 L_c t F_u \quad (10)$$

Desgarre donde no se considera la deformación del agujero:

$$\phi R_n = \phi 1,5 L_c t F_u \quad (11)$$

Donde:

- $\phi = 0,75$
- $R_n =$ Resistencia nominal
- $L_c =$ Distancia libre entre bordes de perforaciones adyacentes o el borde del elemento conectado, en dirección de la carga de aplastamiento
- $F_u =$ Esfuerzo de tensión mínimo último del elemento conectado
- $d =$ Diámetro nominal del tornillo
- $t =$ Espesor del elemento conectado

Tanto el Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016) como las diferentes normas del AISC consideran el efecto de la deformación producto del aplastamiento, por lo que las ecuaciones 9 y 11 suelen no considerarse. Dicha resistencia nominal ajustada obtenida debe multiplicarse por la cantidad de perforaciones para pernos que posee el elemento.

2.2.2 Fluencia y ruptura por tensión (TY & TR)

Green, Sputo & Veltri (2002) estipulan que la fluencia por tensión se da en el área gruesa de la sección ((c) en la Figura 30), mientras que la ruptura se da en el área neta efectiva ((b) en la Figura 30).

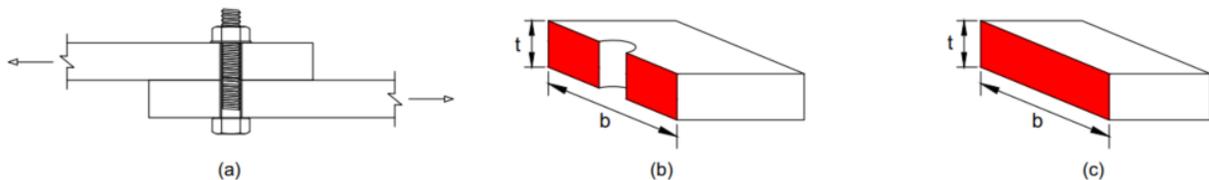


Figura 30. Esfuerzo en elementos sometidos a tensión.

La sección J4.1 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016) indica que la resistencia disponible de elementos conectados bajo esfuerzos de tensión deberá ser la menor de las siguientes expresiones:

1. Fluencia por tensión del elemento:

$$\phi R_n = \phi F_y A_g \quad (12)$$

2. Ruptura por tensión del elemento:

$$\phi R_n = \phi F_u A_e \quad (13)$$

Donde:

- $\phi = 0,90$ para fluencia y $0,75$ para ruptura
- R_n = Resistencia nominal
- F_y = Esfuerzo mínimo de fluencia del elemento conectado
- A_g = Área bruta del elemento conectado
- F_u = Esfuerzo de tensión mínimo último del elemento conectado
- A_e = Área neta efectiva del elemento conectado

2.2.3 Fluencia y ruptura por cortante (SY & SR)

Green, Spoto & Veltri (2002) mencionan que la mayoría de conexiones, independientemente de si son apernadas o soldadas, están sujetos a esfuerzos cortantes producto de las cargas que transmiten. La sección J4.2 del AISC 360-16 indica que la resistencia disponible de elementos conectados bajo esfuerzos cortantes deberá ser la menor de las siguientes expresiones:

1. Fluencia por cortante del elemento:

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_{gv} \quad (14)$$

2. Ruptura por tensión del elemento:

$$\phi R_n = \phi 0,60 F_u A_{nv} \quad (15)$$

Donde:

- $\phi = 1$ para fluencia y $0,75$ para ruptura
- R_n = Resistencia nominal
- F_y = Esfuerzo mínimo de fluencia del elemento conectado
- A_{gv} = Área bruta del elemento conectado sujeta a cortante
- F_u = Esfuerzo de tensión mínimo último del elemento conectado
- A_{nv} = Área neta efectiva del elemento conectado sujeta a cortante

2.2.4 Ruptura por bloque de cortante (BSR)

Green, Sputo & Veltri (2002) mencionan que la ruptura por bloque de cortante corresponde a un estado límite en el cual la falla se da en un área sujeta a esfuerzos cortantes y de tensión cuyas trayectorias son perpendiculares entre sí. Su nombre se debe a que este tipo de falla genera el desprendimiento de un trozo o bloque del elemento a lo largo de los puntos de unión, ya sea por medio de soldadura o tornillos.

En la Figura 31 se puede apreciar una falla en una conexión con un elemento sometido a tensión donde se forma un bloque de cortante en el recorrido de los tornillos donde se presentan esfuerzos cortantes en sentido horizontal y esfuerzos de tensión en el sentido vertical.



Figura 31. Falla por desprendimiento del bloque de cortante.
Fuente: Perry, Sputo & Veltri (2002).

La ubicación de los planos de falla y esfuerzos se muestran con mayor detalle en la Figura 32. En ella se muestran conexiones a tensión con dos filas de tornillos (a), otra con una fila (b), una soldada (c) y una conexión atornillada en una viga despatinada (d).

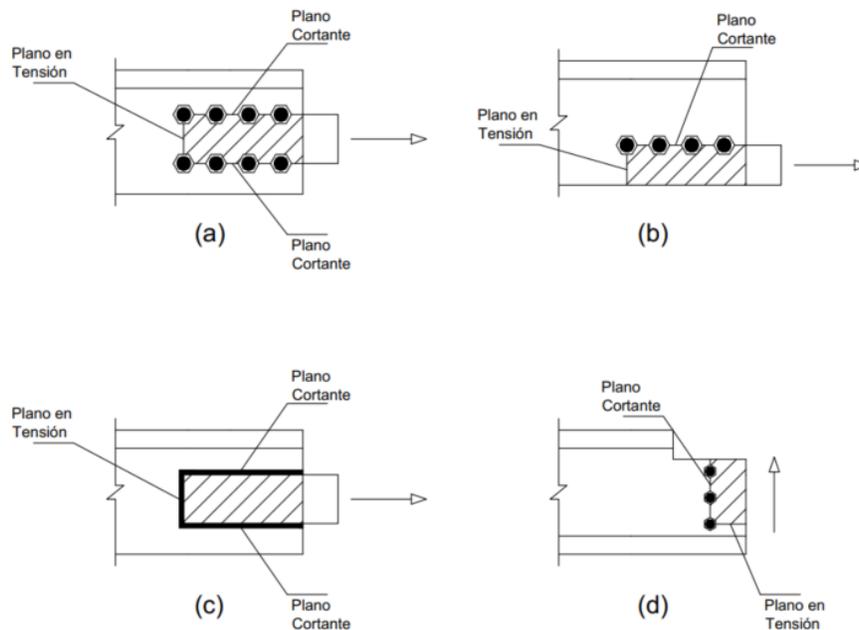


Figura 32. Planos de falla por bloque de cortante en diferentes tipos de conexiones.

La sección J4.3 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016) indica la siguiente expresión para determinar la resistencia disponible de elementos conectados al estado límite de bloque de cortante:

$$\phi R_n = \phi 0,60 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq \phi 0,60 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (16)$$

Donde:

- $\phi = 0,75$
- $R_n =$ Resistencia nominal
- $F_u =$ Esfuerzo de tensión mínimo último del elemento conectado
- $A_{nv} =$ Área neta efectiva del elemento conectado sujeta a cortante
- $U_{bs} =$ Factor de reducción por distribución de esfuerzos
- $A_{nt} =$ Área neta del elemento conectado sujeta a tensión
- $F_y =$ Esfuerzo mínimo de fluencia del elemento conectado
- $A_{gv} =$ Área bruta del elemento conectado sujeta a cortante

El factor de reducción U_{bs} se utiliza para considerar si la distribución de esfuerzos es uniforme. De acuerdo con la sección J4.3 del AISC 360-16 el valor corresponde a 1 en los casos donde dicha distribución sea uniforme, y 1,5 cuando no. Los casos dependen del tipo de conexión tal como se muestra en las Figuras 33 y 36.

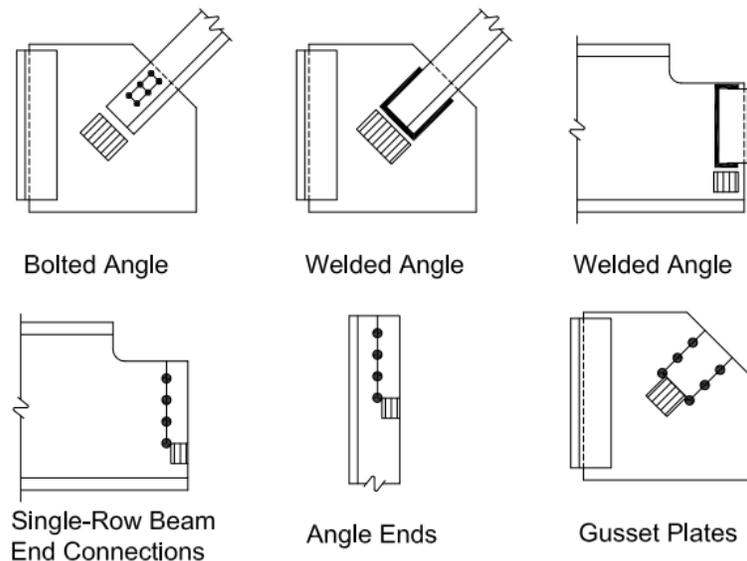


Figura 33. Conexiones con esfuerzos de tensión uniformes ($U_{bs} = 1$).
Fuente: ANSI/AISC, 2016.

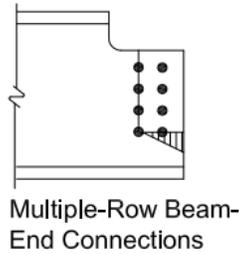


Figura 34. Conexiones con esfuerzos de tensión no uniformes ($U_{bs} = 0,5$).
Fuente: ANSI/AISC, 2016.

2.2.5 Fluencia por flexión (FY)

De acuerdo con el capítulo 9 del manual del AISC (AISC, 2017) para determinar la fluencia por flexión en una viga se debe considerar si esta presenta uno o dos recortes en el patín. A continuación se explican ambos casos:

Vigas con un despatín: De acuerdo con el manual del AISC (AISC, 2017), para comprobar la fluencia por flexión en este caso, se debe determinar el pandeo local del alma en el borde del corte vertical. La Figura 37 muestra las partes de una viga despatinada, la zona donde dice *buckling checked here* es donde se realiza la revisión.

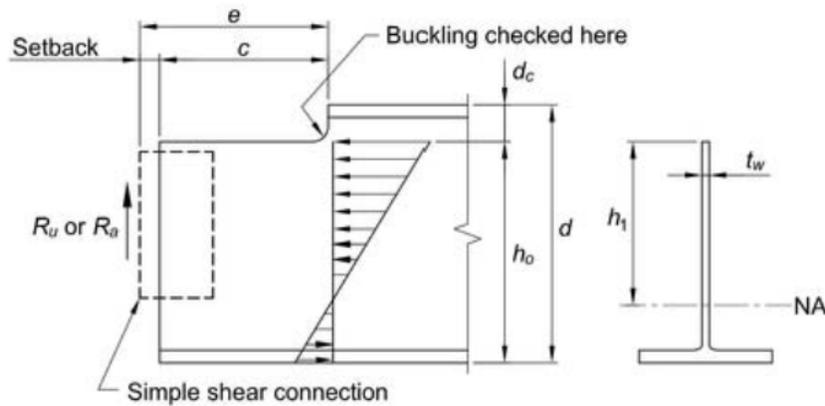


Figura 35. Esfuerzos de flexión en una viga con un despatín.
Fuente: AISC (2017).

1. Cuando $\lambda \leq \lambda_p$:

$$\phi M_n = \phi M_p \quad (17)$$

2. Cuando $\lambda_p < \lambda \leq 2\lambda_p$:

$$\phi M_n = \phi \left[M_p - (M_p - M_y) \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} - 1 \right) \right] \quad (18)$$

3. Cuando $\lambda > 2\lambda_p$:

$$\phi M_n = \phi F_{cr} S_{net} \quad (19)$$

Donde:

- $\lambda = \frac{h_0}{t_w}$
- $\phi = 0,90$
- $\lambda_p = 0,475 \sqrt{\frac{k_1 E}{F_y}}$
- $M_n =$ Momento nominal
- $M_p =$ Momento plástico = $F_y Z_{net}$
- $M_y =$ Momento de fluencia por flexión = $F_y S_{net}$
- $F_{cr} =$ Esfuerzo crítico = $\frac{0,903 E k_1}{\lambda^2}$
- $F_y =$ Esfuerzo mínimo de fluencia del elemento conectado
- $S_{net} =$ Módulo de sección elástico de la sección despatinada
- $Z_{net} =$ Módulo de sección plástico de la sección despatinada
- $k_1 = f k \geq 1,61$
- $E =$ Módulo de elasticidad del acero = 29 000 ksi
- $h_0 = d - d_c$
- $d =$ Peralte del perfil
- $d_c =$ Recorte vertical en el patín

Para determinar el coeficiente k se tiene:

1. Cuando $\frac{c}{h_0} \leq 1$:

$$k = 2,2 \left(\frac{h_0}{c} \right)^{1,65} \quad (20)$$

2. Cuando $\frac{c}{h_0} > 1$:

$$k = 2,2 \left(\frac{h_0}{c} \right) \quad (21)$$

Para determinar el coeficiente f se tiene:

1. Cuando $\frac{c}{d} \leq 1$:

$$f = 2 \left(\frac{c}{d} \right) \quad (22)$$

2. Cuando $\frac{c}{d} > 1$:

$$f = 1 + \frac{c}{d} \leq 3 \quad (23)$$

Donde:

- c = Recorte horizontal del patín
- $h_0 = d - d_c$
- d = Peralte del miembro

Vigas con despatín doble: Para este caso, la fluencia por flexión se determina de acuerdo con la sección F11 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016), donde se explica cómo determinar la resistencia para elementos rectangulares. Se toma como elementos rectangulares ya que al estar doblemente despatinada la sección a la cual se le determina la resistencia posee dicha forma, tal y como se aprecia en la Figura 36.

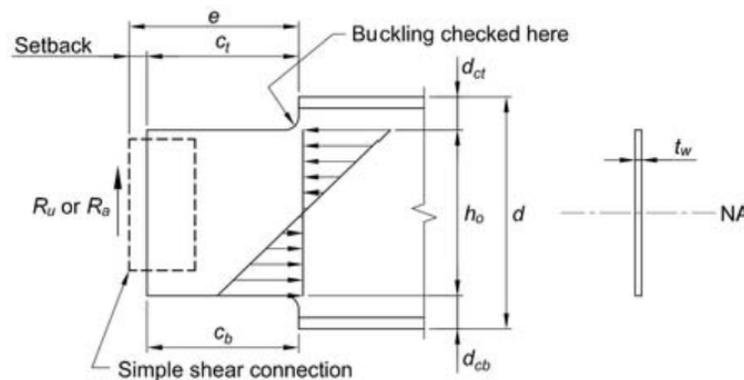


Figura 36. Viga con doble despatín.
Fuente: AISC (2017)

La flexión nominal para este caso M_n corresponde al menor valor obtenido de la fluencia por flexión M_y o del pandeo lateral torsional del alma, el cual se revisa donde dice *buckling checked here*.

Para secciones rectangulares donde $\lambda \leq \lambda_p$ la fluencia por flexión se estima como:

$$\phi M_n = \phi M_p = \phi F_y Z_x \leq \phi 1,6 F_y S_x \quad (24)$$

Donde:

- $\phi = 0,90$
- M_n = Momento nominal
- M_p = Momento plástico = $F_y Z_{net}$
- F_y = Esfuerzo mínimo de fluencia del elemento conectado

- Z_x = Módulo de sección plástico en el eje x
- S_x = Módulo de sección elástico en el eje x

Para determinar el pandeo lateral torsional del alma se tienen los siguientes casos:

1. Cuando $\lambda \leq \lambda_p$ no aplica.

2. Cuando $\lambda < \lambda_p \leq \lambda_r$:

$$\phi M_n = \phi C_b \left[1,52 - 0,274 \lambda \left(\frac{F_y}{E} \right) \right] M_y \leq \phi M_p \quad (25)$$

3. Cuando $\lambda_p > \lambda_r$:

$$\phi M_n = \phi F_{cr} S_x \leq \phi M_p \quad (26)$$

Donde:

- $\phi = 0,90$
- $\lambda = \frac{h_0}{t_w}$
- $\lambda_p = 0,475 \sqrt{\frac{k_1 E}{F_y}}$
- $\lambda_r = 1,9 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
- $L_b = \frac{c_t + c_b}{2}$
- d = Peralte del perfil (incluyendo los patines)
- M_n = Momento nominal
- t = Espesor del alma
- E = Módulo de elasticidad del acero = 29 000 ksi
- F_y = Esfuerzo mínimo de fluencia del elemento conectado [ksi]
- M_y = Momento de fluencia por flexión = $F_y S_{net}$
- M_p = Momento plástico = $F_y Z_{net}$
- $F_{cr} = \frac{1,9 E C_b}{\lambda}$
- S_x = Módulo sección elástico de la sección rectangular en el eje x-x
- c_t = Corte del despatín horizontal superior
- c_b = Corte del despatín horizontal inferior

- $Z_{net} = \frac{t h_0^2}{4}$
- $S_{net} = \frac{t h_0^2}{6}$

Para determinar el coeficiente C_b se tienen los siguientes casos:

1. Cuando el despatín en la parte en tensión (abajo) es igual o mayor que la parte superior.

$$C_b = \left[3 + \ln \left(\frac{L_b}{d} \right) \right] \left(1 - \frac{d_{ct}}{d} \right) \geq 1,84 \quad (27)$$

2. Cuando el despatín en la parte en tensión (abajo) es menor que la parte superior.

$$C_b = \left(\frac{c_b}{c_t} \right) \left[3 + \ln \left(\frac{L_b}{d} \right) \right] \left(1 - \frac{d_{ct}}{d} \right) \geq 1,84 \quad (28)$$

Donde:

- $L_b = c$ para el caso 1 y $\frac{c_t + c_b}{2}$ para el caso 2
- $d =$ Peralte del perfil
- $d_{ct} =$ Altura despatín superior

2.3 Estados Límites por fuerzas concentradas

2.3.1 Aplastamiento del alma (WC)

McCormac & Csernak (2012) mencionan que el aplastamiento en el alma se localiza en la parte adyacente al patín cargado con cargas concentradas de compresión. Por lo tanto es necesario revisar este estado límite a menos que se coloquen uno o dos atiesadores o placas al alma por lo menos hasta la mitad del peralte del elemento. El efecto de aplastamiento en el alma puede apreciarse en la Figura 37.

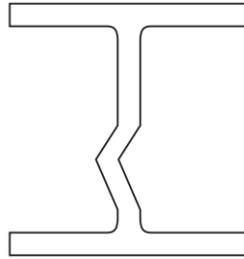


Figura 37. Aplastamiento del alma.
Fuente: McCormac & Csernak (2012).

De acuerdo con la sección J10.3 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016), la resistencia nominal a este estado límite se determina de acuerdo con los siguientes casos:

1. Cuando la carga concentrada se aplica a una distancia del extremo del elemento mayor o igual a $d/2$:

$$\phi R_n = \phi 0,80 t_w^2 \left[1 + \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w} Q_f} \quad (29)$$

2. Cuando las cargas conecntradas se aplican a una distancia del extremo del elemento menor que $d/2$:

Para $l_b/d \leq 0,2$:

$$\phi R_n = \phi 0,40 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w} Q_f} \quad (30)$$

Para Para $l_b/d > 0,2$:

$$\phi R_n = \phi 0,40 t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4 l_b}{d} - 0,2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w} Q_f} \quad (31)$$

Donde:

- $\phi = 0,75$

- R_n = Resistencia nominal
- t_w = Espesor del alma
- l_b = Longitud del apoyo
- d = Peralte total del miembro
- t_f = Espesor del patín
- E = Módulo de elasticidad del acero = 29 000 ksi
- F_y = Esfuerzo mínimo de fluencia del elemento conectado
- $Q_f = 1$

2.3.2 Fluencia Local del Alma (WLY)

De acuerdo con McCormac & Csernak (2012), la fluencia local del alma a diferencia de otros estados límites por cargas concentradas, se presenta cuando se dan esfuerzos de compresión y tensión. Para verificar este estado límite, es necesario determinar la resistencia nominal del alma en el punto de unión con el patín. El efecto de este estado límite se puede apreciar en la Figura 38.

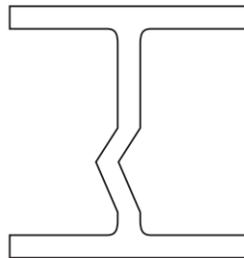


Figura 38. Fluencia local del alma.
Fuente: McCormac & Csernak (2012).

Para determinar la resistencia nominal a la fluencia local del alma, la sección J10.2 del AISC establece los siguientes casos:

1. Si la fuerza concentrada a resistir es aplicada a una distancia mayor al peralte del miembro d , desde su extremo:

$$\phi R_n = \phi F_y t_w (5k + l_b) \quad (32)$$

2. Si la fuerza concentrada a resistir es aplicada a una distancia menor o igual al peralte del miembro d , desde su extremo:

$$\phi R_n = \phi F_y t_w (2,5k + l_b) \quad (33)$$

Donde:

- $\phi = 1,00$
- $R_n =$ Resistencia nominal
- $F_y =$ Esfuerzo mínimo de fluencia del elemento conectado
- $t_w =$ Espesor del alma
- $k =$ Distancia entre el borde exterior del patín y la base del cordón de soldadura que une la viga con el patín de la columna
- $l_b =$ Longitud del apoyo

2.3.3 Pandeo por compresión del alma (WCB)

McCormac & Csernak (2012) afirman que este estado límite se presenta en elementos sujetos a cargas concentradas de compresión que actúan en ambos patines. Un ejemplo de este tipo de conexiones se da en los extremos de columnas con conexiones resistentes a momento. La sección J10.5 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016) establece la siguiente expresión para determinar la resistencia nominal al pandeo por compresión del alma.

$$\phi R_n = \phi \left(\frac{24 t_w^3 \sqrt{E F_y}}{h} \right) Q_f \quad (34)$$

Donde:

- $\phi = 0,90$
- $R_n =$ Resistencia nominal
- $t_w =$ Espesor del alma
- $F_y =$ Esfuerzo mínimo de fluencia del elemento conectado [ksi]
- $E =$ Módulo de elasticidad del acero = 29 000 ksi
- $h =$ Peralte del alma medido entre la base de los filetes ($d - 2k$), donde d es el peralte total del miembro y k es la distancia entre el borde exterior del patín y la base del cordón de soldadura que une la viga con el patín de la columna
- $Q_f = 1$

La norma AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016) establece dos reglas para este estado límite:

1. Cuando el par de fuerzas de compresión a ser resistidas se aplican a una distancia del extremo del miembro menor a $d/2$, el valor de resistencia nominal obtenido R_n disminuye en un 50 %.
2. Si las cargas concentradas son mayores a la resistencia disponible ϕR_n , se deben colocar placas de continuidad en el peralte de la columna.

2.3.4 Fluencia local del patín (FLB)

La resistencia a este estado límite evita que el patín sometido a la carga concentrada no se deforme, evitando así la alta concentración de esfuerzos en esa zona (McCormac & Csernak, 2012).

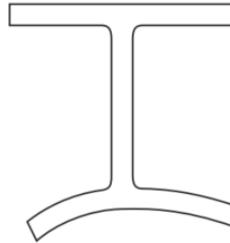


Figura 39. Fluencia local del patín.
Fuente: McCormac & Csernak (2012).

La sección J10.1 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016) establece la siguiente expresión para determinar la resistencia a la fluencia local del patín:

$$\phi R_n = \phi 6,25 t_f^2 F_y \quad (35)$$

Donde:

- $\phi = 0,90$
- $R_n =$ Resistencia nominal
- $t_f =$ Espesor del patín
- $F_y =$ Esfuerzo mínimo de fluencia del elemento conectado

Capítulo 3. Tipos de conexiones

La sección B3.4 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016) describe los tipos de conexiones presentes en marcos de acero, donde se clasifican de acuerdo con la rigidez que poseen para contrarrestar las deformaciones en los ángulos entre los elementos que se conectan. Se describen tres tipos de conexiones de acuerdo con esta rigidez, que son las conexiones simples, y las conexiones a momento FR (*fully restrained*) o rígidas, y PR (*partially restrained*) o semirrígidas.

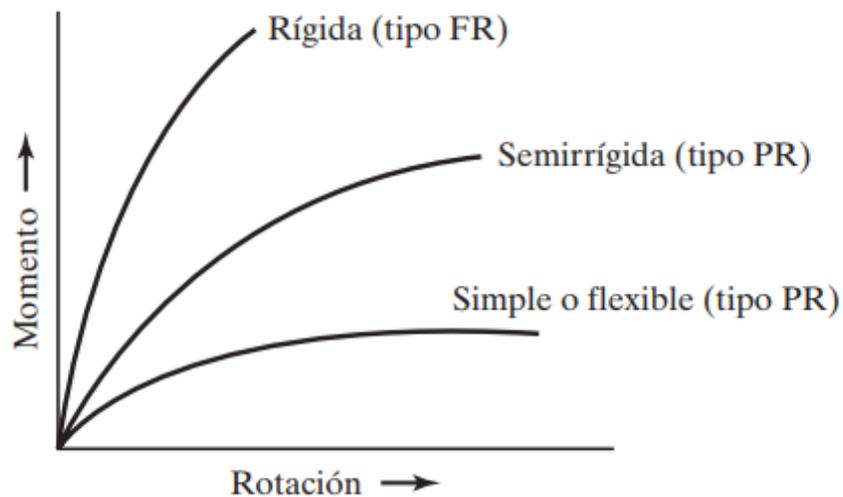


Figura 40. Curvas típicas momento-rotación para conexiones.
Fuente: McCormac & Csernak, 2012.

En la Figura 40 se puede apreciar como al aumentar el momento en una conexión, lo hace la rotación de esta. Para el caso de las conexiones simples, al aumentar el momento, la rotación también lo hace en mayor medida si se compara con el comportamiento de las conexiones rígidas, las cuales logran soportar mayores momentos sin que aumente de forma significativa la rotación. Se puede decir que las conexiones semirrígidas poseen un comportamiento intermedio con respecto a las rígidas y simples.

3.1 Conexiones a cortante

Green, Sposito & Veltri (2002) mencionan que las conexiones a cortante se diseñan asumiendo que presentan una pequeña o nula resistencia a la rotación, por lo que únicamente transmiten cargas de cortante. Esto hace que los apoyos del elemento se idealicen como articulados y de tipo rodillo en el extremo más flexible del elemento. Estas conexiones suelen usarse para conectar a vigas secundarias con principales, las cuales se utilizan para la colocación de los sistemas de entrepiso, por lo que solo asumen cargas gravitatorias.

La Figura 39 muestra una viga con conexiones simples a columnas en cada uno de sus extremos. Se puede apreciar que al no tener restricción, los extremos de su diagrama de momento su valor es cero.

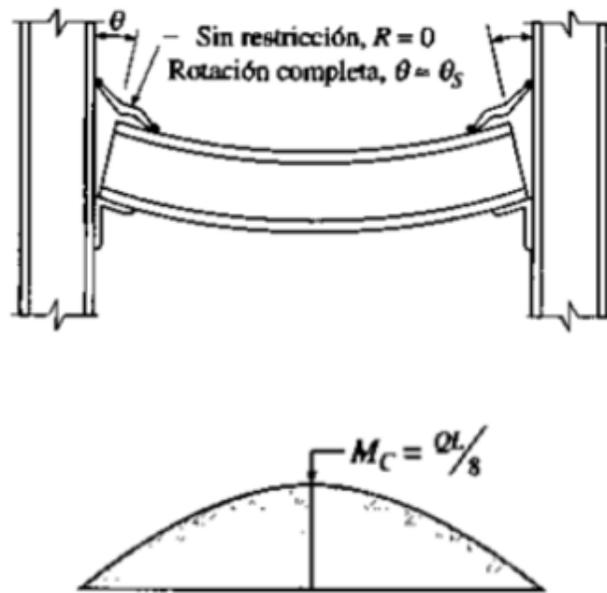


Figura 41. Conexiones a cortante entre una viga y dos columnas.
Fuente: Vinnakota, 2006.

3.2 Conexiones semirrígidas

McCormac & Csernak (2012) describen las conexiones semirrígidas como aquellas que proveen cierta resistencia a la rotación de los extremos donde se presenta la conexión. Sin embargo, esto suele ser un comportamiento teórico ya que en la práctica suelen asumirse las conexiones como totalmente rígidas o simples, por lo que la resistencia a la rotación de las semirrígidas suele omitirse. Vinnakota (2006) menciona que las conexiones semirrígidas proveen una restricción aproximada del 75 % a la rotación.

De acuerdo con la sección 10.6.2.6 b de los comentarios del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2014), para conexiones entre vigas y columnas sólo se permiten simples o totalmente rígidas, por lo que las semirrígidas podrían considerarse como no permitidas. Diversos autores sugieren que para el diseño de este tipo de conexiones se considere la restricción como cero. La guía no explicará el diseño de conexiones semirrígidas. Se puede apreciar en la Figura 42 que, al tener una restricción parcial en la conexión, se genera un momento en los extremos de la viga de acuerdo con su diagrama de momento flector.

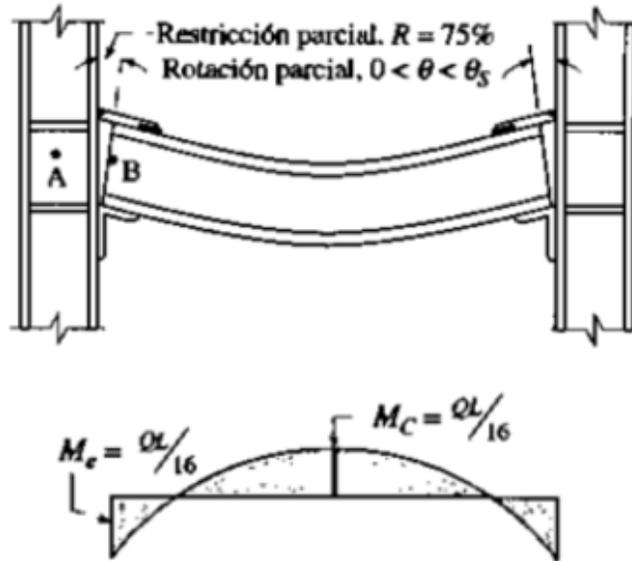


Figura 42. Conexiones semirrígidas entre una viga y dos columnas.
Fuente: Vinnakota, 2006.

3.3 Conexiones rígidas

Green, Sposito & Veltri (2002) definen las conexiones rígidas como aquellas en las que se permite una transferencia de momentos de los extremos de los elementos conectados. Este tipo de conexiones se asume que no permiten una rotación entre los elementos conectados. Para lograr que se trasladen los momentos entre los elementos es necesario garantizar la continuidad de los patines, esto con el fin de que los esfuerzos de compresión y tensión sean transferidos.

El CSCR-2010 establece que cinco tipos de conexiones precalificadas a momento las cuales se ajustan a los marcos tipo SMF e IMF. Estas conexiones deben cumplir con los requerimientos del AISC 360-16, 358-16 y 341-16 por ser parte del sistema sismorresistente de la estructura. En la Figura 43 se pueda apreciar que la conexión entra la viga y las columnas es rígida ya que su restricción es del 100 %, por lo tanto en los extremos de la viga se generan momentos negativos.

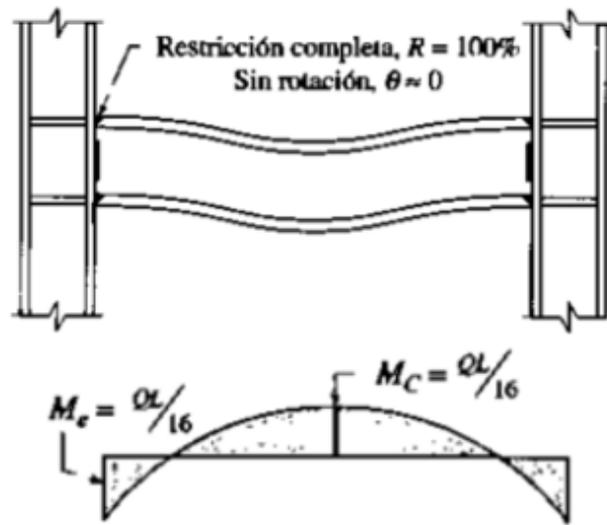


Figura 43. Conexiones rígidas entre una viga y dos columnas.
Fuente: Vinnakota, 2006.

Capítulo 4. Diseño de conexiones a cortante

4.1 Conexión con angulares dobles totalmente apernados

Esta conexión está compuesta por dos angulares que conectan una viga secundaria a una viga principal o en algunas veces a una columna. Cuando se conectan dos vigas sus los patines de estas suelen estar a tope, por lo que se suele realizar un recorte en la viga secundaria para hacer que estas calcen.

Dependiendo del tamaño de la viga secundaria, se pueden realizar en uno o ambos patines. La Figura 44 muestra una conexión de este tipo entre dos vigas al mismo nivel, la (a) posee un corte en su patín superior y la (b) en ambos patines.

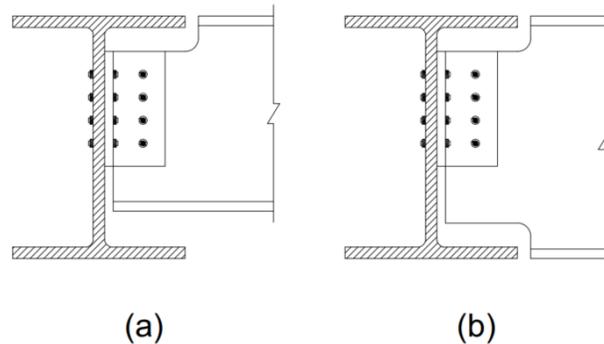


Figura 44. Conexión con angulares totalmente apernados.

Dentro de las consideraciones para este tipo de conexiones, se tiene:

- La longitud máxima de los angulares debe ajustarse al espacio trabajable del alma reducida de la viga secundaria y la mínima corresponde a la mitad del espacio trabajable de esta de modo que se garantice estabilidad en la conexión (Vinnakota, 2006). El espacio trabajable puede tomarse como el valor T de la tabla 1-1 del manual del AISC (AISC, 2017) o como el peralte de la sección menos el valor k de dicha tabla dependiendo si la viga posee recortes en ambos patines.
- Debe haber una holgura entre los elementos conectados de 0,5 pulgadas (1,25 cm) (Vinnakota, 2006).
- Se deben respetar las distancias mínimas entre las perforaciones y el borde de los elementos conectados de acuerdo con los valores dados por la tabla J3.4 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016) (Figura 6 de la presente guía).
- La separación mínima entre el centro de las perforaciones puede asumirse como 3 pulgadas (7,5 cm) siempre y cuando se cumpla con la sección J3.5 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016).

Cuando se conectan dos vigas y estas deben estar al mismo nivel, se debe de realizar un recorte en uno o ambos patines para asegurar que la viga a apoyada calce en la de apoyo. Vinnakota (2006) propone las siguientes ecuaciones para determinar el recorte horizontal y vertical en el patín o patines:

$$d_c = k_{viga} \quad (36)$$

Donde:

- d_c = Recorte vertical del patín
- k_{viga} = Valor k de la viga apoyada según la tabla 1-1 del manual del AISC del 2017

$$c = \frac{1}{2}b_f - \frac{1}{2}t_w - \frac{1}{2}pulg + \frac{3}{4}pulg \quad (37)$$

Donde:

- c = Recorte horizontal del patín
- b_f = Ancho del patín b_f de la viga de apoyo
- t_w = Espesor del alma t_w de la viga de apoyo

Los estados límites que se consideran para el diseño de esta conexión son los siguientes:

Para la viga apoyada:

- Ruptura por bloque de cortante (BSR)
- Aplastamiento por pernos (BB)
- Fluencia por cortante (SY)
- Ruptura por cortante (SR)
- Fluencia por flexión (FY)

Para los angulares:

- Ruptura por bloque de cortante (BSR)
- Aplastamiento por pernos (BB)
- Fluencia por cortante (SY)
- Ruptura por cortante (SR)

Para los pernos:

- Cortante en pernos (BS)

Para el apoyo:

- Aplastamiento por pernos (BB)

Es importante resaltar que para pernos que conectan la viga secundaria con los angulares se analizan dos planos de corte, (a) en la Figura 45, por lo que el área transversal se multiplica por dos, mientras los que unen los angulares con la viga principal se analizan a cortante simple, (b) en la Figura 45, por lo que su área sólo se consideran una vez.

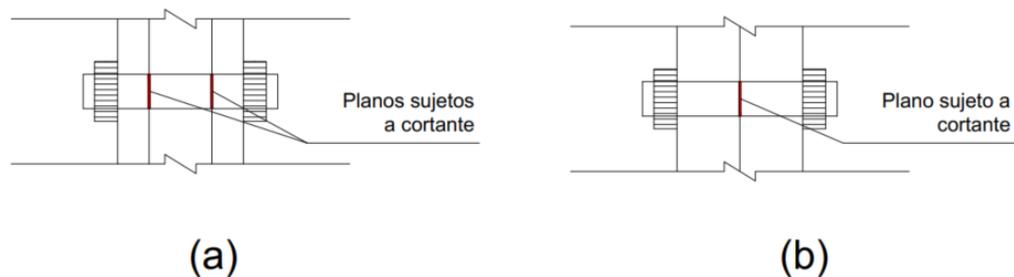


Figura 45. Planos de cortante de los pernos de la conexión.

4.2 Conexión con angulares dobles totalmente soldados

Esta conexión es similar a la anterior pero la unión entre los elementos se realiza por medio de soldaduras. Estas conexiones al ser a cortante no requiere que sus soldaduras sean de demanda crítica tal y como lo establece el Código Sísmico de Costa Rica (CIFA, 2010), ya que no forman parte de los sistemas sismorresistentes.

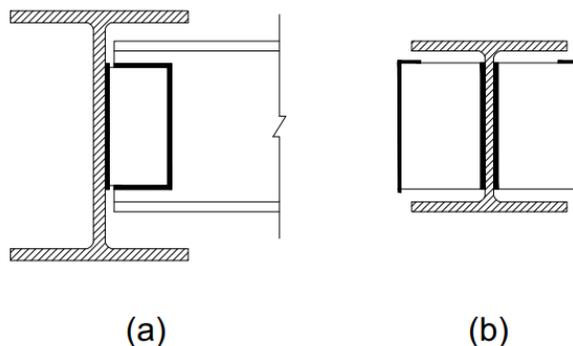


Figura 46. Conexión con angulares totalmente soldada.

Dentro de las consideraciones para este tipo de conexiones, se tiene:

- La longitud máxima de los angulares debe ajustarse al espacio trabajable del alma reducida de la viga secundaria y la mínima corresponde a la mitad del espacio trabajable de esta de modo que se garantice estabilidad en la conexión (Vinnakota, 2006).
- Debe haber una holgura entre los elementos conectados de 0,5 pulgadas (1,25 cm) (Vinnakota, 2006).

- El capítulo 10 del manual del AISC (AISC, 2017) establece que el espesor mínimo para soportar las soldaduras corresponde para el alma de la viga apoyada corresponde a $\frac{6,19 D}{F_u}$, mientras que para la viga de apoyo, el espesor mínimo es $\frac{3,09 D}{F_u}$, donde D es el número de dieciseisavos de pulgada del tamaño de la soldadura de filete y F_u es el esfuerzo de tensión mínimo último de la viga.
- Se recomienda utilizar soldaduras de electrodo 70 ya que ofrece una capacidad suficiente para la mayoría de solicitaciones y muchas ecuaciones se basan en el uso de este electrodo por defecto.

Cuando sea necesario realizar recortes para el despatinado de la viga de apoyo, se pueden utilizar las ecuaciones 36 y 37.

Los estados límites que se consideran para el diseño de esta conexión son los siguientes:

Para la viga apoyada:

- Ruptura por bloque de cortante (BSR)
- Aplastamiento por pernos (BB)
- Fluencia por cortante (SY)
- Ruptura por cortante (SR)
- Fluencia por flexión (FY)

Para los angulares:

- Ruptura por bloque de cortante (BSR)
- Aplastamiento por pernos (BB)
- Fluencia por cortante (SY)
- Ruptura por cortante (SR)

Para la soldadura:

- Resistencia de la soldadura (W)

Para las soldaduras en angulares, se debe verificar la ruptura por cortante producto de la soldadura que va en la viga apoyada, (a) en la Figura 46. Para ello debe compararse la resistencia del metal de soldadura y la resistencia a la ruptura por cortante del metal base.

La resistencia de un grupo de soldaduras de filete que forman una C invertida se calcula por medio de la ecuación 8-21 del manual del AISC del 2017.

$$\phi R_n = \phi 2 C C_1 D l \quad (38)$$

Donde:

- $\phi = 0,75$

- R_n = Resistencia nominal [*kip*]
- C = Coeficiente C de la tabla 8-8 del manual del AISC (AISC, 2017)
- C_1 = Coeficiente de resistencia del electrodo según la tabla 8-3 del manual del AISC (AISC, 2017). Su valor es 1 para electrodo 70.
- D = Número de dieciseisavos de pulgada del tamaño de la soldadura de filete
- l = Longitud de la soldadura de filete a lo largo de la longitud del angular

Los valores de la tabla 8-8 del manual del AISC (AISC, 2017) se pueden apreciar en la Figura 47.

Coeficientes x , a y k para el diseño de soldaduras

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

Figura 47. Valores de la tabla 8-8 del manual del AISC.
Fuente: Adaptado de AISC (2017).

Cabe resaltar que los valores que se introducen en la ecuación anterior son adimensionales, pero su valor final se da en kilolibras fuerza (*kip*). Además, ese cálculo aplica para una soldadura C invertida, por lo que su resistencia se debe multiplicar por dos, tal y como se aprecia en la ecuación anterior.

Dado que no existe una ecuación clara para determinar la resistencia del metal base de la soldadura en C invertida a cortante, Davis (2019), establece realizar una relación entre el resultado de la Ecuación 39 y la resistencia al estado límite de ruptura por cortante por unidad de longitud en la viga.

$$\phi R_n = \phi R_{nC} \frac{\phi V_n}{2 W_d} \quad (39)$$

Donde:

- ϕR_n = Resistencia nominal ajustada
- ϕR_{nC} = Resistencia nominal ajustada del grupo de soldaduras C invertidas = ϕR_n según la Ecuación 38
- ϕV_n = Resistencia nominal ajustada de la viga a la ruptura por cortante por unidad de longitud
- $W_d = 1,392 D \text{ in}$
- D = Número de dieciseisavos de pulgada del tamaño de la soldadura de filete

Para el caso de la soldadura ubicada entre los angulares y la viga de apoyo, (b) en la Figura 44, se debe utilizar el método elástico de la ecuación 10-2a del manual del AISC del 2017 para determinar su resistencia.

$$\phi R_n = 2 \left(\frac{1,392 D l}{\sqrt{1 + \frac{20,25^2}{l^2}}} \right) \quad (40)$$

Donde:

- ϕR_n = Resistencia nominal ajustada
- D = Número de dieciseisavos de pulgada del tamaño de la soldadura de filete
- l = Longitud de la soldadura de filete a lo largo de la longitud del angular
- e = Distancia entre el extremo del lado B de cada angular y el centro de la viga apoyada

4.3 Conexión con angulares dobles apernados-soldados

Este tipo de conexión se puede considerar como una combinación de las dos conexiones anteriores.

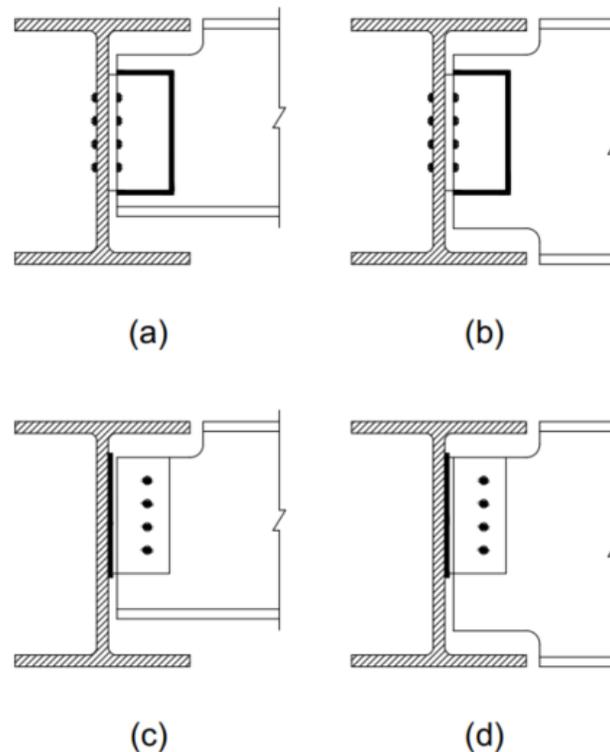


Figura 48. Conexión apernada y soldada con dos angulares.

Dentro de las consideraciones para este tipo de conexiones, se tiene:

- La longitud máxima de los angulares debe ajustarse al espacio trabajable del alma reducida de la viga secundaria y la mínima corresponde a la mitad del espacio trabajable de esta de modo que se garantice estabilidad en la conexión (Vinnakota, 2006).
- Debe haber una holgura entre los elementos conectados de 0,5 pulgadas (1,25 cm) (Vinnakota, 2006).
- Se deben respetar las distancias mínimas entre las perforaciones y el borde de los elementos conectados de acuerdo con los valores dados por la tabla J3.4 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016) (Figura 6 de la presente guía).
- La separación mínima entre el centro de las perforaciones puede asumirse como 3 pulgadas (7,5 cm) siempre y cuando se cumpla con la sección J3.5 del AISC 360-16 (ANDI/AISC, 2016).
- El capítulo 10 del manual del AISC (AISC, 2017) establece que el espesor mínimo para soportar las soldaduras corresponde para el alma de la viga apoyada corresponde a $\frac{6,19 D}{F_u}$, mientras que para la viga de apoyo, el espesor mínimo es $\frac{3,09 D}{F_u}$, donde D es el número de dieciseisavos de pulgada del tamaño de la soldadura de filete y F_u es el esfuerzo de tensión mínimo último de la viga.

- Se recomienda utilizar soldaduras de electrodo 70 ya que ofrece una capacidad suficiente para la mayoría de solicitaciones y muchas ecuaciones se basan en el uso de este electrodo por defecto.

Cuando sea necesario realizar recortes para el despatinado de la viga apoyada, se pueden utilizar las ecuaciones 38 y 39.

Los estados límites que se consideran para el diseño de esta conexión son los siguientes:

Para la viga apoyada:

- Ruptura por bloque de cortante (BSR)
- Aplastamiento por pernos (BB)
- Fluencia por cortante (SY)
- Ruptura por cortante (SR)
- Fluencia por flexión (FY)

Para los angulares:

- Ruptura por bloque de cortante (BSR)
- Aplastamiento por pernos (BB)
- Fluencia por cortante (SY)
- Ruptura por cortante (SR)

Para los pernos:

- Cortante en pernos (BS)

Para soldadura:

- Resistencia de la soldadura (BS)

Para el apoyo (si tiene pernos):

- Aplastamiento por pernos (BB)

Si los pernos están del lado de la viga de apoyo, casos (a) y (b) de la Figura 48, se analizan en cortante simple, pero si lo están en la viga apoyada, casos (c) y (d) de la Figura 48, están en cortante doble.

4.4 Conexión con placa simple

Esta conexión consiste en la unión del alma de la viga apoyada con el elemento de apoyo por medio de una placa. La placa se atornilla a la viga y se solda al apoyo. Vinnakota (2006) afirma que esta conexión es económica y simple de colocar.

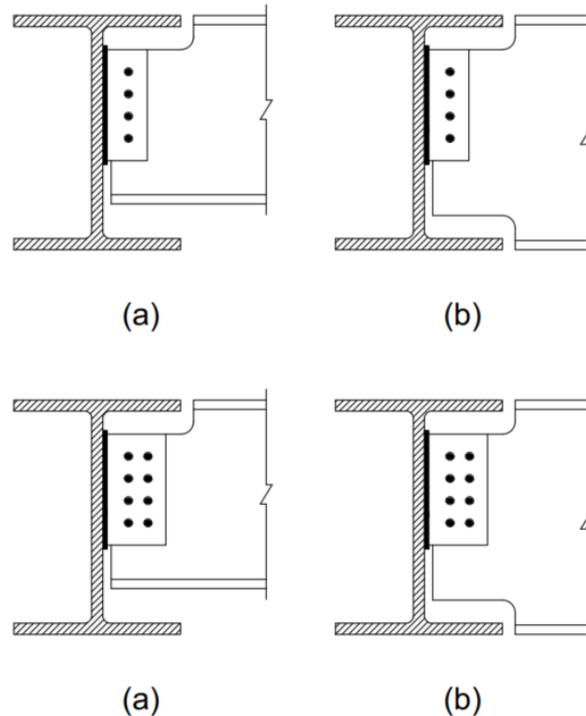


Figura 49. Conexión a cortante con placa simple.

Dentro de las consideraciones para este tipo de conexiones, se tiene:

- La longitud máxima de la placa debe ajustarse al espacio trabajable del alma reducida de la viga secundaria y la mínima corresponde a la mitad del espacio trabajable de esta de modo que se garantice estabilidad en la conexión (Vinnakota, 2006).
- Debe haber una holgura entre los elementos conectados de 0,5 pulgadas (1,25 cm) (Vinnakota, 2006).
- Se deben respetar las distancias mínimas entre las perforaciones y el borde de los elementos conectados de acuerdo con los valores dados por la tabla J3.4 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016) (Figura 6 de la presente guía).
- La separación mínima entre las perforaciones puede asumirse como 3 pulgadas (7,5 cm) siempre y cuando se cumpla con la sección J3.5 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016).
- De acuerdo con el capítulo 10 del manual del AISC del 2017, la distancia entre el apoyo y la línea de pernos sobre la viga debe ser un valor entre 2,5 pulgadas (6,25 cm) y 3,5 pulgadas (8,75 cm) cuando se tiene una solda fila de pernos, pero cuando se tienen varias no existe limitaciones para esta distancia. A esta distancia se le conoce como a .

- El capítulo 10 del manual del AISC (AISC, 2017) establece que la cantidad de pernos para una conexión con placa simple compuesta por una fila debe ser como mínimo 2 y como máximo 12, mientras que para varias filas no hay una cantidad límite.

Los estados límites que se consideran para el diseño de la conexión con placa simple son:

Para la viga apoyada:

- Ruptura por bloque de cortante (BSR)
- Aplastamiento por pernos (BB)
- Fluencia por cortante (SY)
- Ruptura por cortante (SR)
- Fluencia por flexión (FY)

Para la placa:

- Ruptura por bloque de cortante (BSR)
- Aplastamiento por pernos (BB)
- Fluencia por cortante (SY)
- Ruptura por cortante (SR)

Para los pernos:

- Cortante en pernos (BS)

Para la soldadura:

- Resistencia de la soldadura (W)

Para este tipo de conexión se debe considerar la carga excéntrica entre el apoyo y la fila de pernos debido a que a niveles bajos de carga, la placa se vuelve rígida lo que genera un momento en la conexión (Vinnakota, 2006).

Para determinar la resistencia de los pernos a la carga excéntrica se multiplica la resistencia a cortante simple de los pernos por un coeficiente C , el cual se obtiene de la tabla 7-6 del manual del AISC (AISC, 2017) a partir del valor de excentricidad que hay entre la fila de pernos y el apoyo. Si el valor no se encuentra directamente en la tabla se puede obtener a partir de una interpolación. Cuando se tiene más de una fila de pernos, la excentricidad se mide hasta el centroide del grupo de pernos.

Los valores de la tabla 7-6 del manual del AISC (AISC, 2017) para una separación entre perforaciones de 3 pulgadas (7,5 cm), se pueden apreciar en la Figura 50.

Coeficientes C el diseño de conexiones con placa simple

s, in.	e _x , in.	Número de pernos, n										
		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
3	1	1.63	2.71	3.75	4.77	5.77	6.77	7.76	8.75	9.74	10.7	11.7
	2	1.18	2.23	3.32	4.39	5.45	6.48	7.51	8.52	9.53	10.5	11.5
	3	0.88	1.75	2.81	3.90	4.98	6.06	7.12	8.17	9.21	10.2	11.3
	4	0.69	1.40	2.36	3.40	4.47	5.56	6.64	7.72	8.78	9.84	10.9
	5	0.56	1.15	2.01	2.96	3.98	5.05	6.13	7.22	8.30	9.38	10.4
	6	0.48	0.97	1.73	2.59	3.55	4.57	5.63	6.70	7.79	8.87	9.96
	7	0.41	0.83	1.51	2.28	3.17	4.13	5.15	6.20	7.28	8.36	9.44
	8	0.36	0.73	1.34	2.04	2.85	3.75	4.72	5.73	6.78	7.85	8.93
	9	0.32	0.65	1.21	1.83	2.59	3.42	4.34	5.31	6.32	7.36	8.42
	10	0.29	0.59	1.09	1.66	2.36	3.14	4.00	4.92	5.89	6.90	7.94
	12	0.24	0.49	0.92	1.40	2.00	2.68	3.44	4.27	5.15	6.09	7.06
	14	0.21	0.42	0.79	1.21	1.74	2.33	3.01	3.75	4.55	5.41	6.31
	16	0.18	0.37	0.70	1.06	1.53	2.06	2.67	3.33	4.06	4.85	5.68
	18	0.16	0.33	0.62	0.95	1.37	1.84	2.39	3.00	3.66	4.38	5.15
	20	0.15	0.29	0.56	0.85	1.24	1.67	2.16	2.72	3.33	3.99	4.70
	24	0.12	0.25	0.47	0.71	1.03	1.40	1.82	2.29	2.81	3.37	3.99
	28	0.11	0.21	0.40	0.61	0.89	1.20	1.57	1.97	2.42	2.92	3.45
	32	0.09	0.18	0.35	0.54	0.78	1.05	1.37	1.73	2.13	2.57	3.04
	36	0.08	0.16	0.31	0.48	0.69	0.94	1.22	1.54	1.90	2.29	2.72
	C', in.	2.94	5.89	11.3	17.1	25.1	33.8	44.4	55.9	69.2	83.5	100

Figura 50. Valores de la tabla 7-6 del manual del AISC.
Fuente: Adaptado de AISC (2017).

Requerimientos para placas simples con más de una fila de pernos

Cuando se cuente con más de una fila de pernos en la placa simple, deben contemplarse otros requerimientos y estados límites adicionales a los mencionados anteriormente. El primero que menciona el capítulo 10 del manual del AISC (AISC, 2017) es determinar el espesor máximo de la placa de modo que la resistencia a la flexión de la placa no exceda la del grupo de tornillos, el cual se determina con la ecuación 10-3 de dicho manual:

$$t_{max} = \frac{6 M_{max}}{F_y l^2} \quad (41)$$

Donde:

- t_{max} = Espesor máximo permitido para la placa
- M_{max} = Momento máximo del grupo de pernos = $\frac{F_{nv}}{0.9} (A_b C')$
- F_{nv} = Resistencia nominal al cortante de cada perno
- A_b = Área transversal de cada perno

- C = Coeficiente de las tablas 7-7 hasta la 7-13 para un ángulo de 90° del manual del AISC del 2017
- l = Longitud de la placa

Luego de determinar los estados límites de fluencia y ruptura por cortante (SY & SR) y ruptura por bloque de cortante (BSR), se debe verificar en la placa la siguiente condición de acuerdo con la ecuación 10-5 del manual del AISC (AISC, 2017).

$$\left(\frac{V_r}{V_c}\right)^2 + \left(\frac{M_r}{M_c}\right)^2 \leq 1 \quad (42)$$

Donde:

- V_r = Cortante último de diseño = V_u
- $V_c = \phi V_n = 10,6F_y A_g$
- $M_r = M_u = V_r a$
- $M_c = \phi M_n = 0,9F_y Z$
- F_y = Esfuerzo mínimo de fluencia de la placa
- A_g = Área transversal de la placa
- a = Distancia entre el apoyo y la primer fila de perforaciones
- Z = Módulo de sección plástico de la placa = $\frac{tl^2}{4}$
- t = Espesor de la placa
- l = Longitud de la placa

La resistencia de la placa al pandeo lateral torsional tal y como se calcula la resistencia a la fluencia por flexión en vigas con dos despatines.

Capítulo 5. Diseño de conexiones precalificadas a momento

5.1 Generalidades

El desarrollo de las conexiones precalificadas surge a partir del daño observado en conexiones de momento en estructuras de acero debido al terremoto de Northbridge de 1994 (Engelhardt & Matthew, 2016). De acuerdo con Engelhardt & Matthew (2016) una conexión precalificada corresponde a aquella que ha sido analizada, evaluada y revisada con un alto nivel de confianza de modo que su desempeño logre los requerimientos para que pueda usarse en conexiones de sistemas SMF e IMF.

Para llevar a cabo el estudio de las conexiones precalificadas, el AISC creó el Panel de Revisión de Conexiones Precalificadas, CPRP por sus siglas en inglés a inicios de los años 2000. Es a partir de este panel que se lleva a cabo la primera versión del AISC 358 para el año 2005.

De acuerdo con el Anexo B del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016), se tienen las siguientes indicaciones para el diseño y construcción de conexiones precalificadas:

- Las conexiones precalificadas aceptadas por el Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016) son las listadas en la Tabla 10 del Anexo B. El diseño de dichas conexiones se explicará más adelante.
- Para efectos de análisis sísmico, todas las conexiones precalificadas se consideran conexiones totalmente rígidas (FR).
- Para elementos laminados en caliente, pueden utilizarse aquellos que cumplan con los requisitos que se estipulan para cada conexión en el AISC 358-16 (ANSI/AISC, 2016) (ANSI/AISC, 2016).
- Las soldaduras deben cumplir con los requisitos citados anteriormente sobre las soldaduras de acuerdo con el inciso 10.1.3.4 y el artículo 10.9, además del AWS D1.1.

5.2 Placas de continuidad

Estas placas corresponden a aquellas que se colocan en la columna a la altura de ambos patines de la viga o vigas que llegan a la conexión, tal y como se muestra en la Figura 51.

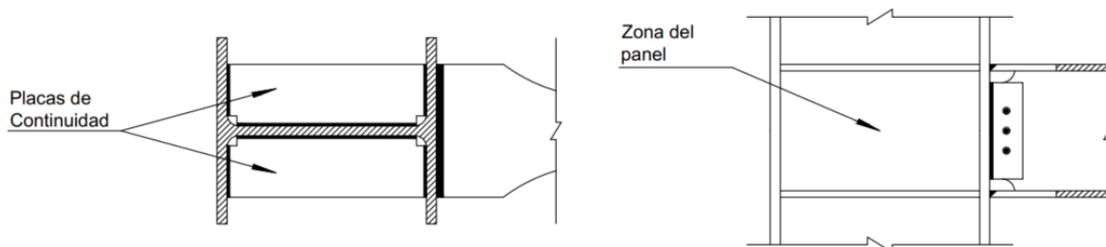


Figura 51. Placas de continuidad para conexiones precalificadas.

No es necesario colocar placas de continuidad excepto si se cumplen con los siguientes dos requisitos:

1. Cuando los patines de la columna de la conexión sean mayores o iguales al mayor de:

$$t_{cf} \leq 0,4 \sqrt{1,8 b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}} \quad (43)$$

$$t_{cf} \leq \frac{b_{bf}}{6} \quad (44)$$

Donde:

- t_{cf} = Espesor mínimo de los patines de la columna para no requerir placas de continuidad
- b_{bf} = Ancho de los patines de la viga
- t_{bf} = Espesor de los patines de la viga
- F_{yb} = Esfuerzo mínimo de fluencia de la viga
- F_{yc} = Esfuerzo mínimo de fluencia de la columna
- R_{yb} = Razón entre el esfuerzo mínimo de fluencia esperado y el especificado de la viga
- R_{yc} = Razón entre el esfuerzo mínimo de fluencia esperado y el especificado de la columna

2. Cuando la columna sea resistente a los estados límites por fuerzas concentradas debido al momento que se transmite a través de los patines de la viga. Dicha fuerza se calcula de acuerdo con la sección E6f.1 del AISC 341-16 (ANSI/AISC, 2016) como:

$$P_f = \frac{M_f}{d_b t_{bf}} \quad (45)$$

Donde:

- P_f = Fuerza concentrada que se transmite a la columna producto de los patines de la viga
- M_f = Momento máximo probable en la cara de la columna
- d_b = Peralte de la viga
- t_{bf} = Espesor de los patines de la viga

Si el alma de la viga se une al patín de la columna por medio una soldadura, la sección E6f.1 del AISC 341-16 (ANSI/AISC, 2016) establece que sólo se toma el 85 % del valor de la Ecuación 45.

Dentro de los requerimientos para el diseño de las placas de continuidad se tiene:

1. De acuerdo con guía de diseño 13 del AISC (AISC, 1999), se debe comparar la resistencia nominal de las placas de continuidad a la fluencia por tensión y cortante con la fuerza calculada con la Ecuación 45 menos la menor resistencia a fuerzas concentradas.

$$P_{fp} = P_f - \phi R_{n,min} \quad (46)$$

Donde:

- P_{fp} = Fuerza para el diseño de las placas de continuidad
 - P_f = Fuerza concentrada que se transmite a la columna producto de los patines de la viga
 - $R_{n,min}$ = Resistencia mínima a las fuerzas concentradas en la columna
2. De acuerdo con la sección E6f.2 del AISC 341-16 (ANSI/AISC, 2016), el ancho de la placa de continuidad debe cubrir al menos la proyección del ancho del patín o mayor de los patines de las vigas que llegan a la columna.
 3. La sección B2.4.4a del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016) estipula que para conexiones externas, donde llega una viga en el eje de análisis, el espesor mínimo de las placas de continuidad es al menos la mitad del espesor de los patines de la viga. Mientras que para conexiones internas, donde llegan dos vigas en el eje de análisis, el espesor mínimo de las placas de continuidad debe de ser al menos igual al mayor espesor de los patines de las vigas que llegan a la conexión.
 4. De acuerdo con la sección B2.4.4b del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016), las placas se sueldan con una soldadura de penetración completa (CJP) a las alas de la columna, mientras que al alma de la columna o placa de refuerzo se pueden utilizar dos soldaduras de filete. La resistencia de las soldaduras de filete de la placa corresponde al menor de:
 - La suma de la resistencia a tensión de las áreas de contacto entre el el patín de la columna y la placa de continuidad.
 - La resistencia a cortante del área de contacto entre el alma de la columna y la placa de continuidad.
 - La resistencia a cortante de la zona del panel del alma de la columna.
 - La suma de la resistencia esperada a la cedencia de los patines de las vigas.
- Si la menor resistencia no cumple con la resistencia a la fuerza calculada en la ecuación 45, debe utilizarse una soldadura de penetración completa (CJP) entre la placa y el alma.
5. Se deben realizar cortes de acceso en las esquinas de las placas de continuidad de acuerdo con la Figura 10.2 del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016) (figuras 52 y 53). Estos cortes deben considerarse para la comprobación de resistencias del requerimiento anterior.

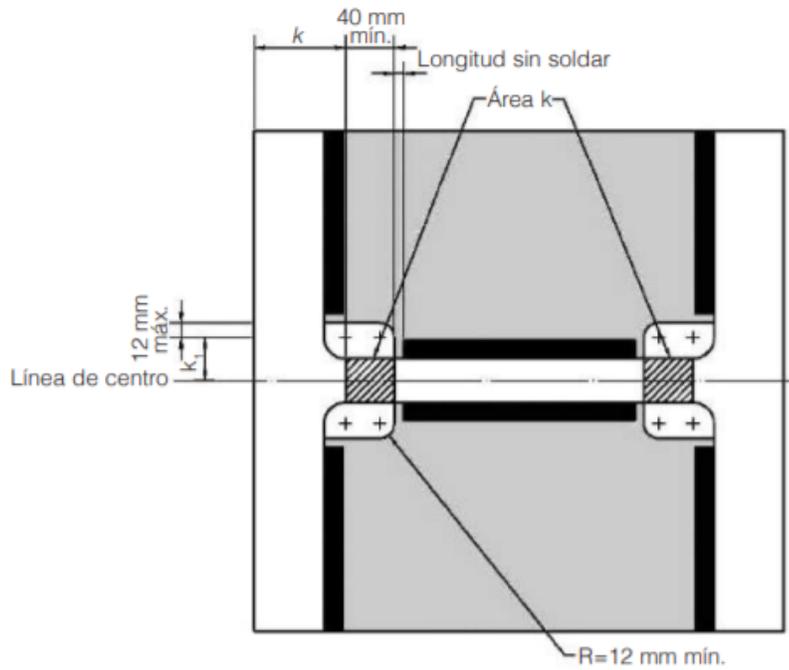


Figura 52. Recorte con esquina curva en placas de continuidad.
Fuente:CFIA (2016).

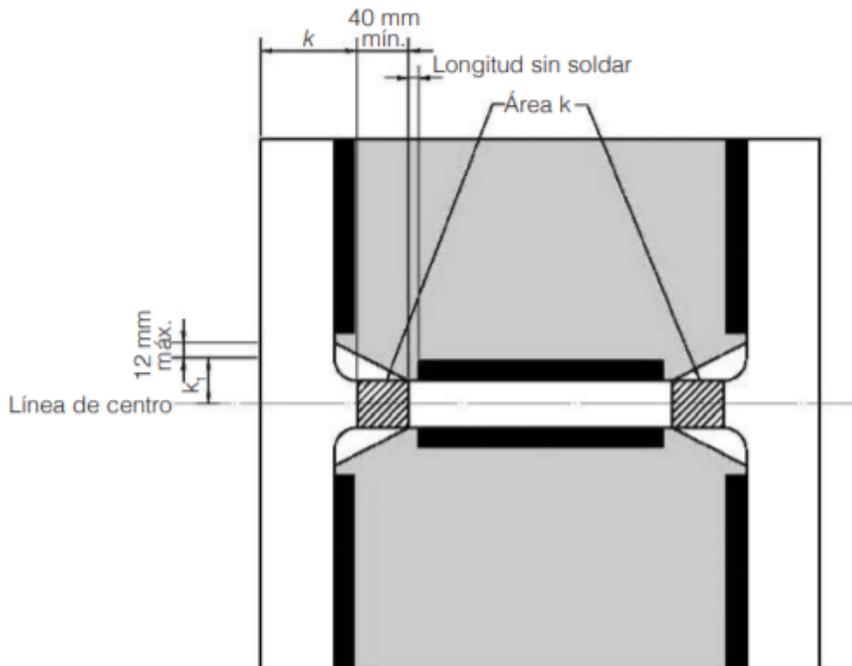


Figura 53. Recorte con esquina recta en placas de continuidad.
Fuente:CFIA (2016).

5.3 Zona del panel

La zona del panel corresponde al área que está ubicada en el alma de la columna y se forma por el peralte de esta y la proyección de los patines de la viga o vigas que llegan a la conexión, tal y como se muestra en la Figura 54.

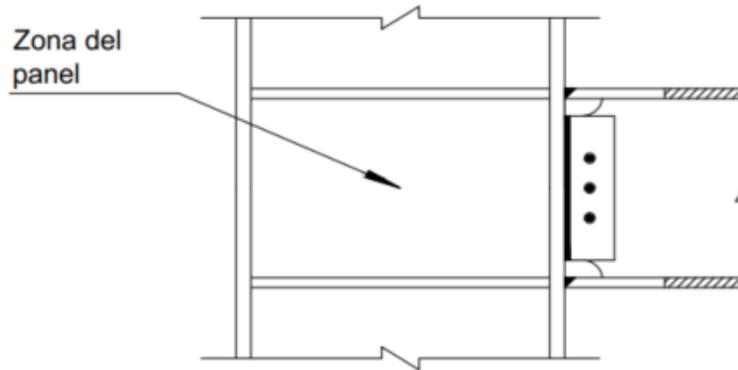


Figura 54. Zona del panel de una conexión a momento entre una viga y una columna.

Esta área suele estar sujeta a esfuerzos cortantes, por lo que debe verificarse su resistencia. De acuerdo con la sección J10.6 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016), la resistencia de la zona del panel de la columna considerando la deformación inelástica, se determina como:

1. Cuando $P_u \leq 0,75P_y$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_{yc} d_c t_{wc} \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_{wc}} \right) \quad (47)$$

2. Cuando $P_u > 0,75P_y$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_{yc} d_c t_{wc} \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_{wc}} \right) \left(1,9 - \frac{1,2P_r}{P_y} \right) \quad (48)$$

Donde:

- P_u = Carga axial última que llega a la columna
- $P_y = F_y A_g$
- $\phi = 0,9$ para conexiones en sistemas IMF y 1 para conexiones en sistemas SMF
- F_{yc} = Esfuerzo mínimo de fluencia de la columna
- d_c = Peralte de la columna
- t_{wc} = Espesor del alma de la columna
- b_{cf} = Ancho del patín de la columna

- t_{cf} = Espesor del patín de la columna
- d_b = Peralte de la viga
- A_g = Área transversal de la sección de columna

Se puede notar que el factor de reducción ϕ de las ecuaciones anteriores varía de acuerdo con el sistema utilizado. Esto sucede porque el cálculo de la resistencia de la zona del panel varía para ambos sistemas de acuerdo con los lineamientos del AISC 341-16 (ANSI/AISC, 2016) y del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016).

Las ecuaciones 2.1-4 y 2.1-5 de la guía de diseño 13 del AISC (AISC, 1999) establece las siguientes ecuaciones para determinar el cortante último de la zona del panel:

1. Para conexiones externas, donde llega una viga en el eje de análisis se tiene:

$$V_u = 0,8(P_{uf1} + P_{uf2}) - V_{us} \quad (49)$$

2. Para conexiones internas, donde llegan dos vigas en el eje de análisis se tiene:

$$V_u = P_{uf1} - V_{us} \quad (50)$$

Donde:

- V_u = Fuerza para el diseño de las placas de continuidad
- P_{ufi} = Fuerza concentrada que se transmite a la columna producto de los patines de cada viga
- V_{us} = Cortante sísmico que llega a la conexión

Para estimar la fuerza que transmiten los patines de la viga o las vigas (P_{uf}), se debe considerar el momento que llega a la cara de la columna. Para el caso de conexiones de sistemas IMF, la sección E2.6e del AISC 341-16 (ANSI/AISC, 2016) establece que se usan los momentos últimos del modelo de análisis, es decir los que se obtienen de las combinaciones de carga que establece el Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016) en la sección 6.2. Para sistemas SMF el momento se calcula a partir del momento plástico nominal M_p de la rótula plástica en la conexión, cuyo cálculo se explicará en cada tipo de conexión precalificada.

Si no se cumple la resistencia a cortante de la zona del panel, se deben colocar placas de refuerzo. El diseño de dicha placa se realiza a partir del cortante de la siguiente ecuación de acuerdo con la ecuación 4.2-2 de la guía de diseño 13 del AISC (AISC, 1999):

$$V_{udp} = V_u - \phi R_n \quad (51)$$

Donde:

- V_{udp} = Cortante de diseño de las placas de refuerzo [kip]
- V_u = Fuerza para el diseño de las placas de continuidad según las ecuaciones 48 y 48 [kip]

- ϕR_n = Resistencia de la zona del panel de la columna a cortante [*kip*]

Para determinar el espesor adecuado de las placas de refuerzo, se tiene la ecuación 4.4-1 de la guía de diseño 13 del AISC (AISC, 1999):

$$t_p = \frac{V_{udp}}{0,90,6 F_{yp} d_c} \quad (52)$$

Donde:

- t_p = Espesor mínimo de la placa de refuerzo
- V_{udp} = Cortante de diseño de las placas de refuerzo
- F_{yp} = Esfuerzo mínimo de fluencia de la placa
- d_c = Peralte de la columna

El espesor anterior puede ser cambiado por dos placas de refuerzo, cuya suma de espesores den dicho valor. Para conexiones en sistemas SMF, la sección 10.5.3.6e del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016) establece que el espesor del alma de la columna y de cada placa de refuerzo, si es utilizado, debe satisfacer la siguiente expresión:

$$t \leq \frac{d_z + w_z}{90} \quad (53)$$

Donde:

- t = Espesor mínimo del alma de la columna o de cada placa de refuerzo
- d_z = Distancia vertical entre cada placa de continuidad
- w_z = Distancia horizontal entre los patines de la columna

5.4 Conexión de sección de viga reducida (RBS)

El AISC 358-16 (ANSI/AISC, 2016) establece que en esta conexión se une la viga al patín de una columna por medio de una soldadura de penetración completa en su alma y patines, además se utiliza una placa de cortante que sirve de apoyo a dicha soldadura. El Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016) establece que la idea es por medio de la sección reducida, generar una rótula plástica en ese sector, tal y como se muestra en la parte sombreada de los patines de la viga en la Figura 51.

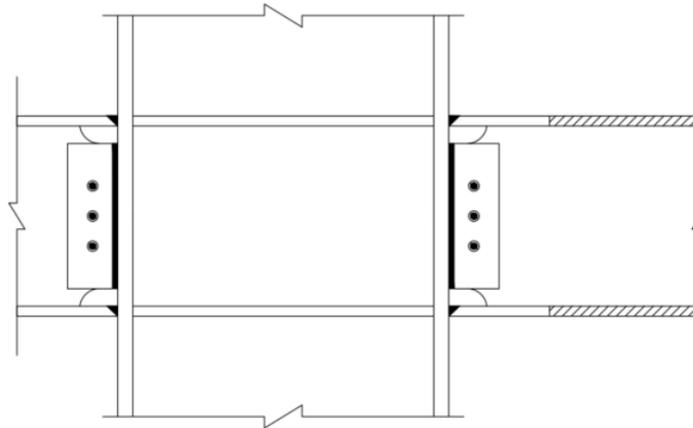


Figura 55. Conexión con viga con sección reducida.

Para la viga se tienen las siguientes consideraciones de acuerdo con el capítulo 5 del AISC 358-16 (ANSI/AISC, 2016):

- La mayor designación permitida es de tipo W36.
- El peso máximo por unidad de longitud permitido es de $302 \frac{lb}{pie}$.
- El espesor máximo de patines permitido es de $1 \frac{3}{4}$ pulgadas.
- La razón entre el claro y el peralte de la viga debe de ser mayor o igual a 7 en sistemas SMF y mayor o igual a 5 en sistemas IMF.

Para la columna se tienen las siguientes consideraciones:

- La mayor designación permitida es de tipo W36.
- No hay restricciones acerca del peso máximo de la columna.
- No hay restricciones acerca del espesor máximo de patines.
- La relación entre la mitad del ancho y grosor de los patines debe de ser menor a $0,30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, según la tabla 10.6 del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016), con E siendo el módulo de elasticidad y F_y el esfuerzo mínimo de fluencia del acero de la columna.

Dentro de las consideraciones para las soldaduras se tiene:

- La soldadura entre los patines de la viga y la columna debe ser una soldadura de penetración completa y se considera como de demanda crítica, por lo que debe seguir las disposiciones de la tabla 10.3 del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016) (Figura 16 de la presente guía).
- Se deben realizar perforaciones de acceso en los extremos de la viga para que pueda realizar la soldadura de penetración estándar entre los patines de esta y la columna de acuerdo con la sección J de los comentarios del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016). Las alternativas para perforaciones en vigas W se muestran en la Figura 56.

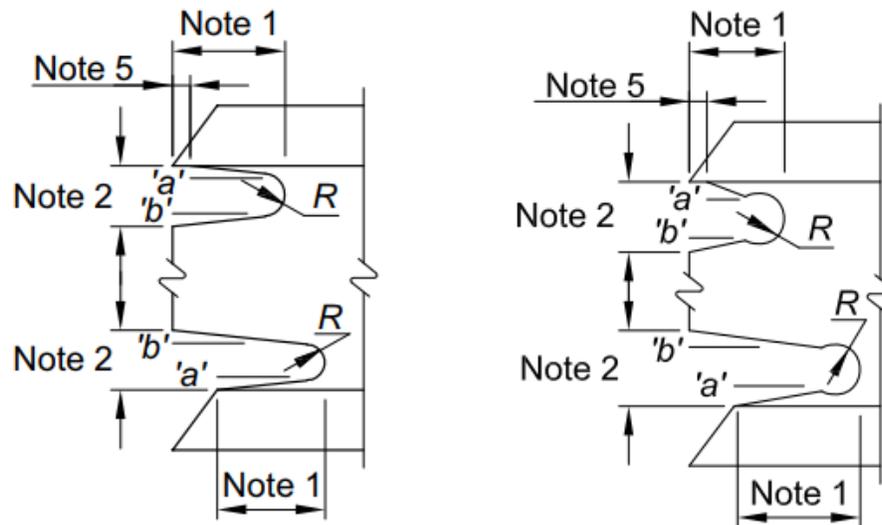


Figura 56. Alternativas de perforaciones de acceso para soldaduras en los patines de vigas.
Fuente: ANSI/AISC (2016).

El largo, *note 1* en la figura anterior, se calcula como el mayor de $1,5t_w$ o 38 mm, con t_w el espesor del alma de la viga. La altura de la perforación, *note 2* en la figura anterior, corresponde al mayor del espesor t_w del alma de la viga o 19 mm, pero no puede ser mayor a 50 mm. El radio R como mínimo debe ser de 10 mm.

Para la placa sencilla entre el alma de la viga y el patín de la columna de acuerdo con el capítulo 5 del AISC 358-16 (ANSI/AISC, 2016), su espesor debe ser al menos $\frac{3}{8}$ de pulgada (1 cm) y debe conectarse al patín de la columna con una soldadura de penetración completa.

A continuación se explica el procedimiento a seguir para el diseño de una conexión con viga con sección reducida según la sección 5.8 del AISC 358-16 (ANSI/AISC, 2016):

1. Proponer los valores a , b y c para la reducción de la viga.

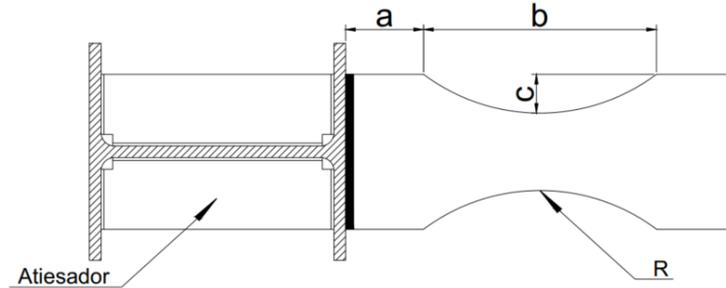


Figura 57. Valores para la reducción de la sección de la viga.

Dichos valores deben cumplir con las siguientes expresiones:

$$0,5b_{bf} \leq a \leq 0,75b_{bf} \quad (54)$$

$$0,65d_b \leq b \leq 0,85d_b \quad (55)$$

$$0,1b_{bf} \leq c \leq 0,25b_{bf} \quad (56)$$

Donde:

- a = Distancia entre la cara de la columna hasta el inicio de la sección reducida
- b = Longitud de toda la sección reducida
- c = Profundidad de la sección reducida
- b_{bf} = El ancho del patín de la viga
- d_b = El peralte de la viga

El radio de corte de la sección reducida en cada patín se calcula como:

$$R = \frac{4c^2 + b^2}{8c} \quad (57)$$

2. Determinar el módulo de sección plástico en la sección reducida de la viga.

$$Z_{RBS} = Z_x - 2c t_{bf}(d_b - t_{bf}) \quad (58)$$

Donde:

- Z_{RBS} = Módulo de sección plástico en la sección reducida de la viga
- Z_x = Módulo de sección plástico de la viga
- c = Profundidad de la sección reducida
- t_{bf} = El espesor del patín de la viga
- d_b = El peralte de la viga

3. Determinar el momento máximo probable en la sección reducida de la viga.

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{RBS} \quad (59)$$

Donde:

- M_{pr} = Momento máximo probable en la sección reducida de la viga
- $C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y}$, con $C_{pr} \leq 1, 2$
- R_y = Relación entre el límite de fluencia elástico esperado y el mínimo especificado de acuerdo con la tabla 10.1 del CSCR del 2010
- F_y = Esfuerzo mínimo de fluencia del elemento conectado
- Z_{RBS} = Módulo de sección plástico en la sección reducida de la viga

4. Determinar la fuerza cortante en el centro de la sección reducida.

$$V_{RBS} = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_u \quad (60)$$

Donde:

- V_{RBS} = Fuerza cortante en el centro de la sección reducida
- M_{pr} = Momento máximo probable en la sección reducida de la viga
- L_h = Longitud entre los centros de ambas rótulas plásticas de la viga
- V_u = Fuerza cortante última producto de la reacción en la conexión de acuerdo con la combinación 6-2 del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016).

5. Determinar el momento máximo probable en la cara de la columna.

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS} S_h \quad (61)$$

Donde:

- M_f = Momento máximo probable en la cara de la columna
- M_{pr} = Momento máximo probable en la sección reducida de la viga
- V_{RBS} = Mayor fuerza cortante en el centro de la sección reducida de ambos extremos de la viga

- S_h = Distancia de la cara de la columna a la rótula plástica = $a + \frac{b}{2}$
- a = Distancia entre la cara de la columna hasta el inicio de la sección reducida
- b = Longitud de toda la sección reducida

6. Determinar el momento plástico según el esfuerzo de fluencia esperado.

$$M_{pe} = R_y F_y Z_x \quad (62)$$

Donde:

- M_{pe} = Momento plástico según el esfuerzo de fluencia esperado
- R_y = Relación entre el límite de fluencia elástico esperado y el mínimo especificado de acuerdo con la tabla 10.1 del CSCR del 2010
- F_y = Esfuerzo mínimo de fluencia del elemento conectado
- Z_x = Módulo de sección plástico de la viga

7. Verificar que el momento plástico calculado anteriormente ajustado sea mayor que el momento máximo probable en la cara de la columna.

$$M_f \leq \phi M_{pe} \quad (63)$$

Donde:

- M_f = Momento máximo probable en la cara de la columna
- $\phi = 0,90$
- M_{pe} = Momento plástico según el esfuerzo de fluencia esperado

Los valores a,b y c del paso 1 se cambian si la expresión anterior no se cumple.

8. Verificar la resistencia a cortante de la viga a la mayor fuerza cortante en el centro de la sección reducida de ambos extremos de la viga V_{RBS} , calculadas por medio de la Ecuación 60 de acuerdo con la ecuación G2-1 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016).

$$\phi V_n = \phi 0,6 F_y A_w C_{v1} \quad (64)$$

Donde:

- V_n = Resistencia nominal a la fluencia por cortante
- $\phi = 1$
- F_y = Esfuerzo mínimo de fluencia del elemento conectado
- A_w = Área del alma sujeta a cortante
- $C_{v1} = 1$

Cabe resaltar que el valor C_{v1} es diferente a 1 para secciones W44X230, W40X149, W36X135, W33X118, W30X90, W24X55, W16X26 y W12X14.

9. Se diseña la placa sencilla entre el alma de la viga y el patín de la columna tomando como referencia la fuerza cortante calculada por medio de la Ecuación 60.
10. Revisar la relación Viga-Columna para sistemas SMF. Para ello se debe saber si la conexión es exterior o interior, es decir si llega una o dos vigas a la conexión en el plano de análisis. Para verificar que se cumpla la relación, se utiliza la sección E3.4 del AISC 341-16 (ANSI/AISC, 2016) que posee la siguiente expresión:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} \leq 1 \quad (65)$$

Donde:

- $\sum M_{pc} = \sum Z_x (F_y \frac{P_u}{A_g})$
- $\sum M_{pb} = \sum M_{pr} + M_{uv}$
- Z_x = Módulo de sección plástico de la viga
- F_y = Esfuerzo mínimo de fluencia del elemento conectado
- P_u = Carga axial última que llega a la conexión
- A_g = Área de la columna
- M_{pr} = Momento máximo probable en la sección reducida de la viga
- M_{uv} = Momento amplificado producto del cortante de cada viga

11. Se verifica si la columna requiere placas de continuidad tal y como se explicó anteriormente.

5.5 Conexión de placa extrema empernada rigidizada (BSEEP) y sin rigidizar (BUEEP)

El Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016) establece que se esta soldadura se construye soldando el extremo de la viga a un placa y esta a su vez se aperna al patín de una columna. La presente guía explica el procedimiento para diseñar conexiones con placa extrema rigidizada y sin rigidizar con 4 pernos para cada patín de la viga.

Se pueden colocar o no placas rigidizadoras entre los patines de la viga y la placa extrema tal y como se aprecia en la Figura 58.

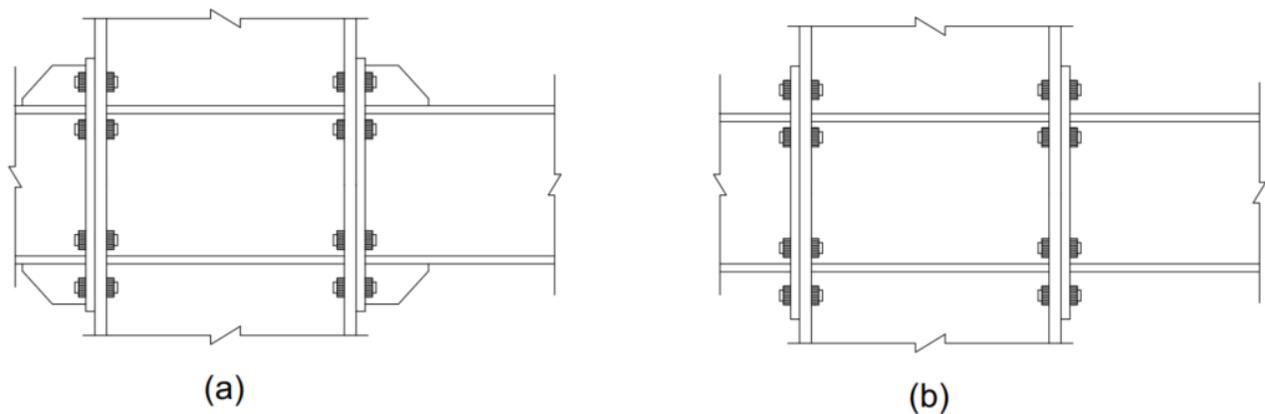


Figura 58. Conexión con placa extrema empernada con y sin placa rigidizadora.

La colocación o no de estas placas dependen de la resistencia que ofrezca la porción sobresaliente de la placa extrema sobre los patines de la viga.

La longitud de la placa rigidizadora, si se coloca, se calcula como:

$$L_s = \frac{h_{st}}{\tan 30} \quad (66)$$

Donde:

- L_s = Longitud de la placa atiesadora
- h_{st} = Altura de la placa atiesadora que va desde el patín de la viga hasta el final de la placa de extremo

A continuación se muestra el detalle de una placa rigidizadora para una conexión con placa extrema.

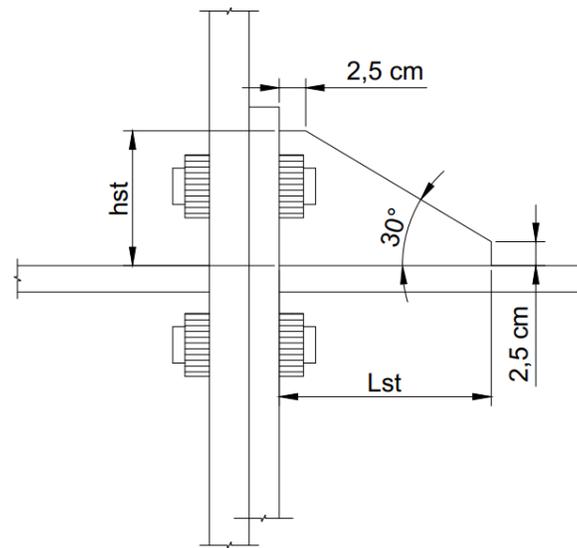


Figura 59. Placa rigidizadora en conexión con placa extrema.

En la figura anterior, los elementos horizontales cortados corresponden al patín de la viga y la placa de continuidad, mientras los verticales son la placa extrema y el patín de la columna.

Para la viga se tienen las siguientes consideraciones:

- La soldadura entre los patines y el alma de la viga con la placa extrema puede ser de ranura de penetración completa o de filete doble, cuyo tamaño debe ser al menos el 75 % del espesor del alma de la viga pero no menor a 0,25 in (6 mm).
- Las dimensiones de la viga deben de cumplir con la tabla 6.1 del AISC 358-16 (ANSI/AISC, 2016) (Figura 56 de la presente guía).
- No hay restricciones acerca del peso máximo.
- La razón entre el claro y el peralte debe de ser mayor o igual a 7 en sistemas SMF y mayor o igual a 5 en sistemas IMF.

Para la columna se tienen las siguientes consideraciones:

- La mayor designación permitida es de tipo W36.
- No hay restricciones acerca del peso máximo.
- No hay restricciones acerca del espesor máximo de patines.
- La relación entre la mitad del ancho y grosor de los patines debe de ser menor a $0,30\sqrt{\frac{E}{F_y}}$, según la tabla 10.6 del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016), con E siendo el módulo de elasticidad y F_y el esfuerzo mínimo de fluencia del acero de la columna.

Seguidamente se muestra la Tabla 6.1 del AISC 358-16 (ANSI/AISC, 2016) con los valores geométricos para las conexiones con cuatro pernos en cada patín de la viga en pulgadas y milímetros, tanto rigidizadas (4ES) como sin rigidizar (4E).

Parámetros para conexiones con placa extrema empernada

Parámetro	Grupo con cuatro pernos sin rigidizar (4E)		Grupo con cuatro pernos rigidizada (4ES)	
	Máximo in (mm)	Mínimo in (mm)	Máximo in (mm)	Mínimo in (mm)
t_{bf}	$\frac{3}{4}$ (19)	$\frac{3}{8}$ (10)	$\frac{3}{4}$ (19)	$\frac{3}{8}$ (10)
b_{bf}	$9\frac{1}{4}$ (235)	6 (152)	9 (229)	6 (152)
d	55 (1400)	$13\frac{3}{4}$ (349)	24 (610)	$13\frac{3}{4}$ (349)
t_p	$2\frac{1}{4}$ (57)	$\frac{1}{2}$ (13)	$1\frac{1}{2}$ (38)	$\frac{1}{2}$ (13)
b_p	$10\frac{3}{4}$ (273)	7 (178)	$10\frac{3}{4}$ (273)	7 (178)
g	6 (152)	4 (102)	6 (152)	$3\frac{1}{4}$ (83)
p_{fi}, p_{fo}	$4\frac{1}{2}$ (114)	$1\frac{1}{2}$ (38)	$5\frac{1}{2}$ (140)	$1\frac{3}{4}$ (44)
ρ_b	—	—	—	—

Figura 60. Límites dimensionales para las conexiones con placa extrema con cuatro pernos en cada patín rigidizadas (4ES) y sin rigidizar (4E).

Fuente: Adaptado de AISC (2016).

Donde:

- t_{bf} = Espesor de los patines de la viga
- b_{bf} = Ancho de los patines de la viga
- d = Peralte de la viga
- t_p = Espesor de la placa extrema
- b_p = Ancho de la placa extrema
- g = Distancia horizontal entre las filas de pernos
- p_{fi} = Distancia vertical desde el extremo interno del patín de la viga en tensión (patín superior) con el próximo perno interno
- p_{fo} = Distancia vertical desde el extremo externo del patín de la viga en tensión (patín superior) con el próximo perno externo

Las figuras 61 y 62 muestran la geometría de ambos tipos de conexión con placa extrema además de la ecuación para determinar el valor Y_p , el cual corresponde a la línea del mecanismo de falla.

Parámetros para la placa extrema empernada sin rigidizar (4E)

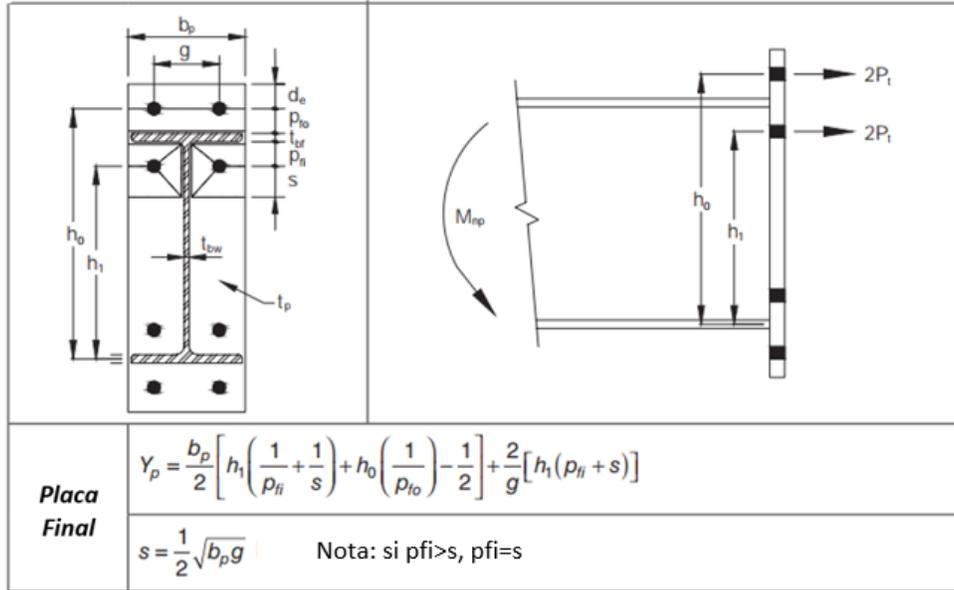


Figura 61. Geometría de conexión con placa extrema con cuatro pernos sin rigidizar (4E).
Fuente: Adaptado de AISC (2016).

Parámetros para la placa extrema empernada rigidizada (4ES)

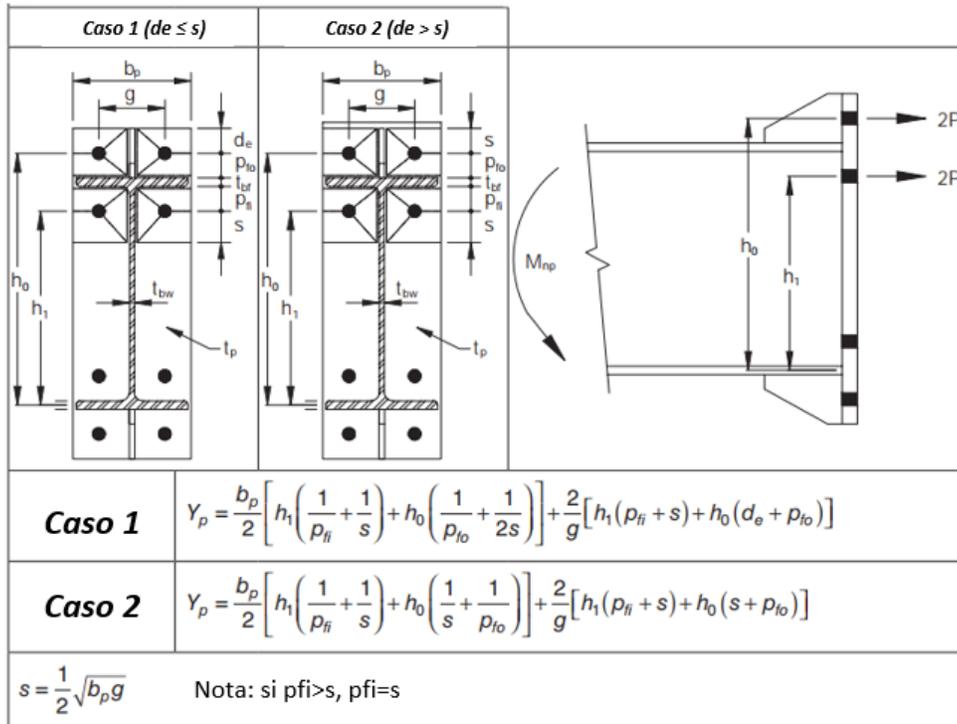


Figura 62. Geometría de conexión con placa extrema con cuatro pernos rigidizada (4ES).
Fuente: Adaptado de AISC, (2016).

Para las soldaduras, el capítulo 6 del AISC 358-16 (ANSI/AISC, 2016) establece los siguientes requisitos:

- Todas las soldaduras de esta conexión se consideran como de demanda crítica, por lo que debe seguir las disposiciones de la tabla 10.3 del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016) (Figura 16 de la presente guía).
- La soldadura entre los patines de la viga y la placa extrema debe ser de ranura de penetración completa.
- La parte interna de los patines de la viga debe tener una soldadura de filete de $\frac{5}{16}$ pulgadas (8 mm).
- El alma de la viga debe conectarse a la placa extrema por medio de soldaduras de filete o de ranura de penetración completa. La presente guía no especifica cómo calcular la resistencia de la soldadura de filete, por lo que se sugiere utilizar una soldadura de ranura de penetración completa.
- Las placas rigidizadoras se conectan a los patines de la viga y la placa extrema por medio de una soldadura de ranura de penetración completa.

A continuación se explica el procedimiento a seguir para el diseño de una conexión con placa extrema según la sección 6.8 del AISC 358-16 (ANSI/AISC, 2016):

1. Determinar el momento máximo probable en la cara de la columna.

$$M_f = M_{pr} + V_u S_h \quad (67)$$

Donde:

- M_f = Momento máximo probable en la cara de la columna
- M_{pr} = Momento máximo probable en la viga
- V_u = Cortante último al final de la viga
- S_h = El menor de la mitad del peralte de la viga o 3 veces el ancho de las patines

M_{pr} se determina igual que en la Ecuación 59, con Z_x en vez de Z_{RBS} , mientras que V_u se determina igual que en la Ecuación 60.

2. Proponer el diámetro de los pernos a partir del tamaño mínimo requerido.

$$d_{req} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi \phi F_{nt} (h_0 + h_1)}} \quad (68)$$

Donde:

- d_{req} = Diámetro mínimo requerido
- M_f = Momento máximo probable en la cara de la columna [*kip – in*]

- $\phi = 0,90$
- F_{nt} = Resistencia nominal a fluencia del tornillo propuesto
- h_1 = Distancia entre el centro del patín en compresión de la viga y la línea de tornillos en la parte interna de la viga (figuras 61 y 62 de la presente guía)
- h_0 = Distancia entre el centro del patín en compresión de la viga y la línea de tornillos en la parte externa de la viga (figuras 61 y 62 de la presente guía)

3. Proponer el espesor mínimo de la placa de extremo a partir del tamaño mínimo requerido.

$$t_{p,req} = \sqrt{\frac{1,11 M_f}{\phi F_{yp} Y_p}} \quad (69)$$

Donde:

- $t_{p,req}$ = Espesor de placa requerido
- M_f = Momento máximo probable en la cara de la columna
- $\phi = 1$
- F_{yp} = Esfuerzo mínimo de fluencia de la placa de extremo
- Y_p = Línea de fluencia de la placa de extremo según la tabla 6.2 o 6.3 del AISC 358-16 (ANSI/AISC, 2016) según el tipo de conexión (figuras 57 y 58 de la presente guía)

4. Determinar la fuerza en cada patín de la viga.

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d - t_{bf}} \quad (70)$$

Donde:

- F_{fu} = Fuerza en cada patín de la viga
- M_f = Momento máximo probable en la cara de la columna
- d = Peralte de la viga
- t_{bf} = Espesor de los patines de la viga

5. Para conexiones con placa extrema sin rigidizar (4E), se debe determinar la resistencia a la fluencia por cortante de la porción sobresaliente de la placa de extremo contra la fuerza en cada patín determinada en el paso anterior.

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_{yp} b_b t_p \quad (71)$$

Donde:

- $\phi = 1$
- R_n = Resistencia nominal

- F_{yp} = Esfuerzo mínimo de fluencia de la placa
- b_p = Ancho de la placa
- t_p = Espesor de la placa

El ancho máximo según la sección 6.8 del AISC 358-16 (ANSI/AISC, 2016) para la placa de extremo es del ancho del patín de la viga más una pulgada (2,5 cm).

6. Para conexiones con placa extrema sin rigidizar (4E), se debe determinar la resistencia a la ruptura por cortante de la porción sobresaliente de la placa de extremo contra la fuerza en cada patín determinada en el paso 4.

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_{up} b_b A_n \quad (72)$$

Donde:

- $\phi = 0,90$
 - R_n = Resistencia nominal
 - F_u = Esfuerzo de tensión mínimo último de la placa
 - A_n = Área neta de la porción sobresaliente = $t_p[b_p - 2(d_b + 3\frac{1}{8})]$
 - b_p = Ancho de la placa *
 - t_p = Espesor de la placa
 - d_b = Diámetro de los tornillos
7. Se determina el espesor de la placa para rigidizar. Si se tienen placas para rigidizar menores a $\frac{3}{8}$ pulgadas (1 cm) se pueden utilizar soldaduras de filete y se deben diseñar, sino se deben utilizar soldaduras de ranura de penetración completa (CJP).

$$t_s \geq t_{bw} \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) \quad (73)$$

Donde:

- t_s = Espesor de placas para rigidizar
 - t_{bw} = Espesor del alma de la viga
 - F_{yb} = Resistencia nominal a fluencia de la viga
 - F_{ys} = Esfuerzo mínimo de fluencia de las placas para rigidizar [ksi]
8. Verificar que las placas para rigidizar no sufran de pandeo local cumpliendo con la siguiente expresión:

$$\frac{h_{st}}{t_s} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad (74)$$

Donde:

- h_{st} = Altura de placas para rigidizar
- t_s = Espesor de placas para rigidizar
- E = Módulo de elasticidad del acero = 29000 ksi
- F_{ys} = Esfuerzo mínimo de fluencia de las placas para rigidizar

9. Verificar la resistencia de los pernos a cortante. Se debe considerar para la resistencia a cortante de los pernos, tal y como se explicó anteriormente, los cuatro que hay en cada patín contra la fuerza cortante última V_u calculada igual que en la Ecuación 60.
10. Verificar la resistencia de la placa al aplastamiento por pernos contra la fuerza cortante última V_u calculada igual que en la Ecuación 60 considerando los cuatro pernos en cada patín de la viga.
11. Se diseña la soldadura de filete doble entre el alma de la viga y la placa de extremo de modo que se desarrolle el esfuerzo de tensión en la viga. De acuerdo con el capítulo 4 de la guía de diseño 4 del AISC (AISC, 2003), asumiendo un electrodo 70 se tiene:

$$D = \frac{0,6 F_{yb} t_{wb}}{2,784} \quad (75)$$

Donde:

- D = Número de dieciseisavos de pulgada del tamaño de la soldadura de filete
- F_{yb} = Esfuerzo mínimo de fluencia de la viga
- t_{wb} = Espesor del alma de la viga

Si no cumple se utiliza una soldadura de ranura de penetración completa.

12. Se revisa el espesor mínimo de los patines de la columna.

$$t_{cf} \geq \sqrt{\frac{1,11 M_f}{\phi F_{yc} Y_c}} \quad (76)$$

Donde:

- t_{cf} = Espesor mínimo requerido para los patines de la columna
- M_f = Momento máximo probable en la cara de la columna
- $\phi = 1$
- F_{yc} = Esfuerzo mínimo de fluencia de la columna
- Y_c = Línea de fluencia de la columna según la tabla 6.5 del AISC 358-16 (ANSI/AISC, 2016) según el tipo de conexión (Figura 63 de la presente guía)

Si no se cumple el espesor mínimo de los patines de la columna, debe se debe utilizar un perfil que sí cumpla o se agregan placas de continuidad.

Línea de fluencia en columnas en conexiones con placa

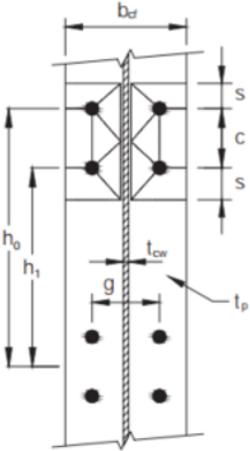
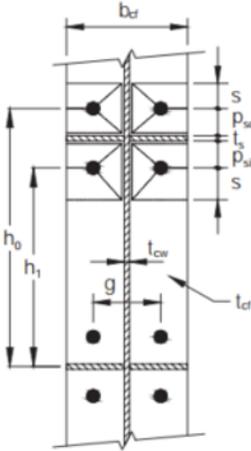
<i>Línea de fluencia en columnas de conexiones con placa extrema sin rigidizar</i>	<i>Línea de fluencia en columnas de conexiones con placa extrema rigidizada</i>
	
<p>Sin rigidizar</p>	$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{3c}{4} \right) + h_0 \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2}$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf} g}$
<p>Rigidizado</p>	$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{si}} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{so}} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 (s + p_{si}) + h_0 (s + p_{so}) \right]$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf} g} \text{ Note: If } p_{si} > s, \text{ use } p_{si} = s.$

Figura 63. Geometría de columna en conexión con placa extrema con cuatro pernos en cada patín con y sin placa rigidizadora.

Fuente: Adaptado de AISC (2016).

13. Se revisa que la columna cumpla con la fluencia local del alma utilizando la ecuación 6.8-17 del AISC 358-16 (ANSI/AISC, 2016).

$$\phi R_n = \phi C_t (6k_c + t_{bf} + 2t_p) F_{cy} t_{cw} \tag{77}$$

Donde:

- $\phi = 1,00$
- $R_n =$ Resistencia nominal
- $k_c = 0,5$ si la conexión no posee continuación hacia arriba y la distancia al extremo es menor que el peralte de la columna, sino es 1
- $t_{bf} =$ Espesor de los patines de la viga
- $t_p =$ Espesor de placa de extremo
- $F_{yc} =$ Esfuerzo mínimo de fluencia de la columna

- k = Distancia entre el borde exterior del patín y la base del cordón de soldadura
- t_{cw} = Espesor del alma de la columna

14. Se verifica la resistencia de la columna al pandeo por compresión del alma tal y como se explicó anteriormente.
15. Se verifica la resistencia de la columna al aplastamiento del alma tal y como se explicó anteriormente.
16. Se verifica si la columna requiere placas de continuidad. Para el caso de conexiones con placa extrema, se debe añadir otra resistencia para compararla con el resto de resistencias a fuerzas concentradas y estimar la menor para determinar la fuerza de diseño de las placas de continuidad, de acuerdo con la sección 6.8 del AISC 358-16 (ANSI/AISC, 2016). Esta resistencia se calcula como:

$$\phi R_n = \frac{\phi F_{yc} Y_c t_{cf}^2}{d_b - t_{bf}} \quad (78)$$

Donde:

- $\phi = 1$
 - R_n = Resistencia nominal
 - F_{yc} = Esfuerzo mínimo de fluencia de la columna
 - Y_c = Línea de fluencia de la columna según la tabla 6.5 del AISC 358-16 (ANSI/AISC, 2016) según el tipo de conexión (Figura 59 de la presente guía)
 - t_{cf} = Espesor de los patines de la columna
 - d_b = Peralte de la viga
 - t_{bf} = Espesor de los patines de la viga
17. Se verifica el requerimiento de placas para proteger la zona del panel en la conexión a los esfuerzos cortantes tal y como se explicó anteriormente.

5.6 Conexión de placa de patín apernado (BFP)

De acuerdo con el Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016), en esta conexión se tienen dos placas que van apernadas a los patines de la viga y se sueldan por medio de una soldadura de ranura de penetración completa al patín de la columna. Para la unión entre el alma de la viga y el patín de la columna se utiliza una placa simple la cual se aperna a la viga utilizando perforaciones de ranura corta y se suelda a la columna con dos soldaduras de filete o una de ranura de penetración completa.

El objetivo de la conexión es que la rótula plástica se ubique en la zona ubicada al lado del final de las placas en los patines de la viga.

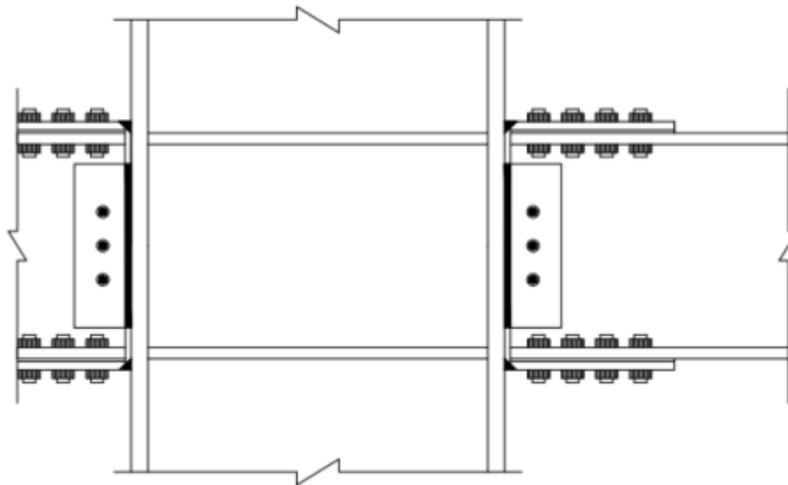


Figura 64. Conexión con placas en patines apernadas.

Para la viga se tienen las siguientes consideraciones de acuerdo con el capítulo 7 del AISC 358-16 (ANSI/AISC, 2016):

- La mayor designación permitida es de tipo W36.
- El peso máximo por unidad de longitud permitido es de $150 \frac{lb_f}{pie}$.
- El espesor máximo de patines permitido es de una pulgada.
- La razón entre el claro y el peralte debe de ser mayor o igual a 9 en sistemas SMF y mayor o igual a 7 en sistemas IMF.

Para la columna se tienen las siguientes consideraciones de acuerdo con el capítulo 7 del AISC 358-16 (ANSI/AISC, 2016):

- La mayor designación permitida es de tipo W36.
- No hay restricciones acerca del peso máximo de la columna.
- No hay restricciones acerca del espesor máximo de patines.

- La relación entre la mitad del ancho y grosor de los patines debe de ser menor a $0,30\sqrt{\frac{E}{F_y}}$, según la tabla 10.6 del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016), con E siendo el módulo de elasticidad y F_y el esfuerzo mínimo de fluencia del acero de la columna.

Para las soldaduras, se tienen las siguientes consideraciones:

- Las soldaduras de ranura de penetración completa entre los patines de la viga y la columna deben ser de demanda crítica, por lo que debe seguir las disposiciones de la tabla 10.3 del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016) (Figura 16 de la presente guía).
- Si las dos soldaduras de filete no cumplen en la unión entre la placa y la columna, debe utilizarse una de ranura de penetración completa.

El capítulo 7 del AISC 358-16 (ANSI/AISC, 2016) establece que el diámetro máximo de los pernos que unen las placas con los patines de la viga es de $1\frac{1}{8}$ pulgadas (28 mm) utilizando perforaciones estándar.

A continuación se explica el procedimiento a seguir para el diseño de una conexión con viga con sección reducida según la sección 5.8 del AISC 358-16 (ANSI/AISC, 2016):

1. Determinar el momento máximo probable en la rótula plástica de la viga como en las conexiones anteriores.
2. Determinar el diámetro máximo de perno para prevenir la ruptura por tensión del patín de la viga.

$$d_b \leq \frac{b_f}{2} \left(1 - \frac{R_y F_y}{R_t F_u} \right) \quad (79)$$

Donde:

- d_b = Diámetro máximo del perno
 - b_f = Ancho de los patines de la viga
 - R_y = Razón entre el esfuerzo de cedencia esperado y el valor mínimo especificado
 - R_t = Razón entre el esfuerzo último esperado y el valor mínimo especificado
3. Determinar el ancho de las placas considerando el gramil para las perforaciones y la distancia mínima con el borde que establece la sección J3 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016) (Figura 6 de la presente guía).
 4. Determinar la resistencia menor entre la de cortante en pernos o al aplastamiento por pernos en las placas de los patines.
 5. Proponer una cantidad mínima de pernos de acuerdo con la siguiente expresión:

$$n \geq \frac{1,25 M_{pr}}{\phi_n r_n (d + t_p)} \quad (80)$$

Donde:

- n = La cantidad de pernos requeridos
- M_{pr} = Momento máximo probable en la viga
- $\phi = 0,90$
- r_n = Resistencia menor obtenida del paso anterior
- d = Peralte de la viga
- t_p = Espesor de las placas en los patines

6. Determinar la ubicación de la rótula plástica en la viga.

$$sh = S_1 + s \left(\frac{n}{2} - 1 \right) \quad (81)$$

Donde:

- sh = Ubicación de la rótula plástica de la viga medida desde la cara de la columna
- S_1 = Distancia entre la cara de la columna y la primer fila de pernos
- s = Espaciamiento entre los pernos
- n = Cantidad de pernos

7. Determinar la fuerza cortante en la rótula plástica de acuerdo con la Ecuación 60.

8. Determinar el momento máximo probable de acuerdo con la Ecuación 59.

9. Determinar la fuerza en los patines de la viga producto del momento de acuerdo con la Ecuación 45.

10. Verificar que el número de pernos propuesto es adecuado de acuerdo con la siguiente ecuación.

$$n \geq \frac{F_{pr}}{\phi r_n} \quad (82)$$

Donde:

- n = Cantidad de pernos
- F_{pr} = Fuerza en los patines de la viga producto de la viga calculado en el paso 9
- $\phi = 0,90$
- r_n = Resistencia menor obtenida del paso anterior

11. Verificar que el espesor de las placas es adecuado.

$$t_p \geq \frac{F_{pr}}{\phi F_y b_p} \quad (83)$$

Donde:

- t_p = Espesor de la placa [*in*]
- F_{pr} = Fuerza en los patines de la viga producto de la viga calculado en el paso 9
- $\phi = 1$
- F_y = Esfuerzo mínimo de fluencia de la placa [*ksi*]
- b_f = Ancho de las placas [*in*]

12. Verificar la resistencia de las placas a la ruptura por tensión. Para dos filas de tornillos se puede analizar en el siguiente plano de falla.

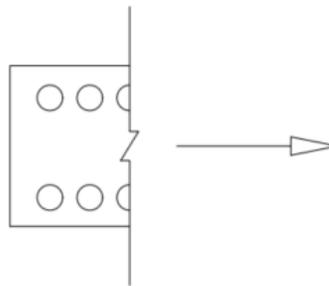


Figura 65. Plano de falla por ruptura por tensión en las placas de los patines.

13. Verificar la resistencia de las placas a la ruptura por bloque de cortante. Para dos filas de tornillos, se deben analizar los siguientes planos de falla.



Figura 66. Planos de falla por ruptura por bloque de cortante en las placas de los patines.

14. Verificar la resistencia de las placas al pandeo por compresión de acuerdo con la sección J4.4 del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016).
15. Diseñar la placa que conecta el alma de la viga con el patín de la columna como una conexión con placa de cortante simple. Para el diseño de esta conexión se sigue el procedimiento y requerimientos que se tienen en una conexión a cortante con placa simple.

16. Se revisa la resistencia de la columna a los estados límites por cargas concentradas para corroborar si se deben colocar placas de continuidad. El diseño de las placas de continuidad se realiza con el procedimiento explicado anteriormente.
17. Se revisa la zona del panel de la columna de de igual manera que con la conexión con viga con sección reducida.
18. Se verifica si la columna requiere placas de continuidad tal y como se explicó anteriormente.
19. Se verifica el requerimiento de placas para proteger la zona del panel en la conexión a los esfuerzos cortantes tal y como se explicó anteriormente.

5.7 Conexión con patín soldado sin refuerzo y alma soldada (WUF-W)

De acuerdo con el Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016), en esta conexión se desarrolla una rotación inelástica en la zona adyacente a la cara de la columna producto de la cedencia de la viga. Los pernos en esta conexión son sólo considerados para el montaje de la conexión por lo que no participan en la capacidad cortante de la conexión como en las anteriores que utilizan placas sencillas.

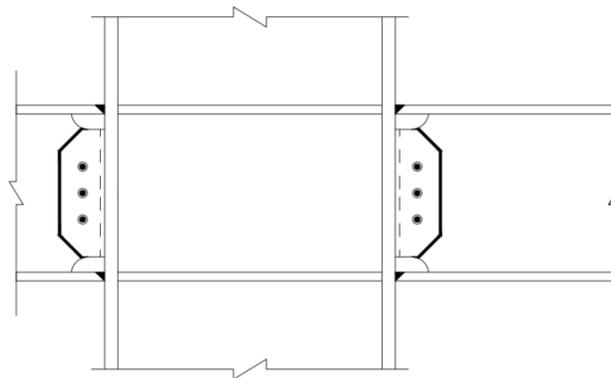


Figura 67. Conexión con con patín soldado sin refuerzo y alma soldada.

Para esta conexión, la sección 8.3.1 del AISC 358-16 (ANSI/AISC, 2016) establece las siguientes consideraciones para la viga.

- La mayor designación permitida es de tipo W36.
- El mayor peso para la viga es de $150 \frac{lb_f}{ft}$.
- El mayor espesor permitido en los patines es de 1 pulgada.
- La relación del claro y peralte de la viga debe ser mayor o igual para conexiones en sistemas SMF y 5 en sistemas IMF.

Para la columna, la sección 8.3.2 del AISC 358-16 (ANSI/AISC, 2016) establece las siguientes consideraciones sobre la columna.

- La mayor designación permitida es de tipo W36.
- No hay restricciones acerca del peso máximo.
- No hay restricciones acerca del espesor máximo de patines.
- La relación entre la mitad del ancho y grosor de los patines debe de ser menor a $0,30\sqrt{\frac{E}{F_y}}$, según la tabla 10.6 del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016), con E siendo el módulo de elasticidad y F_y el esfuerzo mínimo de fluencia del acero de la columna.

Para las soldaduras se tienen las siguientes consideraciones:

- La soldadura entre los patines y alma de la viga y la columna debe de ser de ranura de penetración completa y se considera como de demanda crítica, por lo que debe seguir las disposiciones de la tabla 10.3 del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016) (Figura 16 de la presente guía).
- Deben realizarse perforaciones de acceso en los extremos de la viga para la soldadura descrita anteriormente de acuerdo con la sección J de los comentarios del AISC 360-16 (ANSI/AISC, 2016). La forma de realizar dichas perforaciones se puede apreciar en la Figura 52 de la presente guía.
- La soldadura entre la placa sencilla y la columna debe tener una resistencia de al menos $h_p t_p (0,6 R_y F_{yp})$, donde h_p es la longitud de la placa, t_p es su espesor, R_y es la relación entre el límite de fluencia elástico esperado y el mínimo especificado de la placa y F_{yp} es el esfuerzo mínimo de fluencia de la placa. Cabe resaltar que el capítulo 8 del AISC 358-16 (ANSI/AISC, 2016) no especifica el tipo de soldadura entre la placa y la columna.
- Entre la placa sencilla y el alma de la viga debe utilizarse una soldadura de filete de tamaño similar al del espesor de la placa sencilla menos $\frac{1}{16}$ pulgadas (2 mm).

Para la placa sencilla, la sección 8.6 del AISC 358-16 (ANSI/AISC, 2016) establece que su espesor debe ser igual al menos al espesor del alma de la viga. La Figura 68 muestra las dimensiones de la placa sencilla de acuerdo con el AISC 358-16 (ANSI/AISC, 2016).

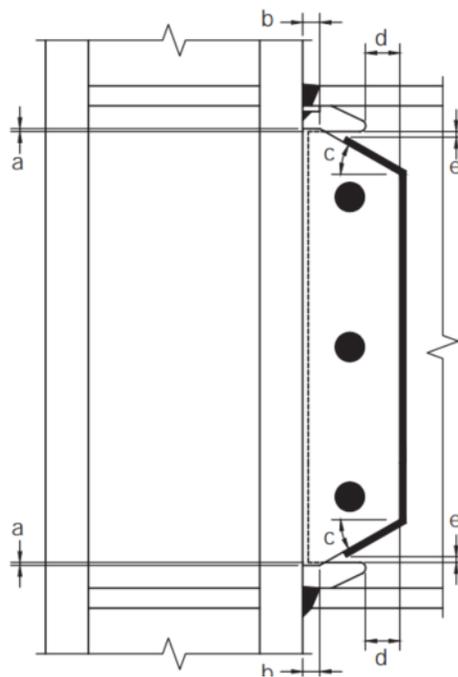


Figura 68. Detalles de placa sencilla en conexiones con patín soldado sin refuerzo y alma soldada (WUF-W).
Fuente: AISC (2016).

De la Figura 68, se tiene:

- $a = 6$ mm mínimo y 12 mm máximo.
- $b = 25$ mm mínimo.

- $c = 30$.
- $d = 50$ mm.
- $e = 12$ mm mínimo y 25 mm máximo.

A continuación se enumeran los pasos para el diseño de este tipo de conexiones:

1. Determinar el momento máximo probable en la rótula plástica de la viga como se hizo en las conexiones anteriores.
2. Determinar la fuerza cortante en la rótula plástica asumiendo de acuerdo con la Ecuación 60 asumiendo $Sh = 0$.
3. Revisar la relación viga-columna para sistemas SMF al igual que se hace para las conexiones de sección de viga reducida (RBS) según el paso 10 del diseño de este tipo de conexiones.
4. Verificar la resistencia a cortante de la viga a la mayor fuerza cortante última de ambos extremos de la viga calculada del paso 2. La verificación se hace igual que el paso 8 en el procedimiento de diseño de las conexiones de sección de viga reducida (RBS).
5. Se verifica si la columna requiere placas de continuidad tal y como se explicó anteriormente.

Capítulo 6. Planos de taller

La sección 10.1.4.3 del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016) establece que el encargado de la construcción de la estructura debe realizar los planos de taller, y el encargado de la inspección debe verificar que contenga los requerimientos de las secciones 10.1.4.1 y 10.1.4.2:

- Indicación de los sistemas sismorresistentes
- Dimensiones de secciones y ubicaciones de elementos, componente y uniones
- Elementos y conexiones que forman parte de los sistemas sismorresistentes
- Ubicación y dimensiones de zonas protegidas
- Configuración de uniones
- Especificación de materiales de unión y dimensiones
- Soldaduras críticas por demanda y su ubicación
- Lugares donde debe removerse el respaldo de soldadura

Adicionalmente, para planos de taller se requiere que tengan:

- Planos de corte
- Preparación de bordes de soldadura
- Accesorios de montaje
- Secuencia de armado y soldadura
- Procedimiento, técnica y secuencia de soldaduras
- Preparación de superficie para pintura
- Planos y secuencia de montaje
- Ubicación de perforaciones para pernos

6.1 Consideraciones para el detallado de soldaduras

Las soldaduras poseen símbolos que permiten detallar sus requerimientos constructivos en los planos. Dichos símbolos los establece la Sociedad Americana de la Soldadura (AWS, 2020). La tabla 8-2 del manual del AISC (AISC, 2017) indica los símbolos que se utilizan para detallar las soldaduras.

Figura 69 muestra la simbología usada para soldaduras.

Símbolos básicos de soldadura															
Posterior	Filete	Tapón o ranura	Ranura o a tope						Ensanchamiento en V	Ensanchamiento de bisel					
			Cuadrado	V	Bisel	U	J								
Símbolos suplementarios de soldadura															
Respaldo	Espaciado	Soldadura todo alrededor	Soldadura de campo	Contorno		Véase AWS A2.4 para otros símbolos básicos y complementarios de soldadura									
				Al ras	Convexo										
Posición estándar de los elementos de un símbolo de soldadura															
Símbolo de acabado	Símbolo de contorno	Abertura en la raíz, profundidad del relleno en soldaduras de muesca y tapón	Garganta efectiva	Profundidad de la preparación o tamaño en pulgadas	Línea de referencia	Especificación, proceso u otras referencias	Cola (se omite cuando no se usan referencias)	Símbolo básico de soldadura o referencia de detalle	Los elementos en esta área quedan como se indica cuando se invierten la cola y la flecha.	Ángulo de ranura o ángulo incluido o abocardar para soldaduras de tapón	Longitud de la soldadura en pulgadas	Paso (espaciamiento entre centros) de las soldaduras en pulgadas	Símbolo de soldadura de campo	Símbolo de soldadura todo alrededor	La flecha conecta la línea de referencia al lado de la junta con flecha. Use un quiebre como en A o B para indicar que la flecha apunta al miembro ranurado en las juntas con bisel o con bisel y J.
<p>Nota:</p> <p>Tamaño, símbolo de la soldadura, longitud y espaciamiento deben leerse en ese orden de izquierda a derecha sobre la línea de referencia. Ni la orientación de la línea de referencia ni la posición de la flecha alteran esta regla. El lado perpendicular de los símbolos Δ, ∇, ∇, ∇, debe estar a la izquierda.</p> <p>Las dimensiones de las soldaduras de filete deben mostrarse tanto en el lado con la flecha como en otro lado.</p> <p>Los símbolos se aplican entre cambios bruscos en la dirección de la soldadura, a menos que se muestre el símbolo de "todo alrededor" o se indique algo diferente.</p> <p>Estos símbolos no se refieren explícitamente al caso de ocurrencia frecuente en las estructuras, en donde material duplicado (por ejemplo, atiesadores) se localiza en el lado posterior de una placa de nudo o alma. Los fabricantes han adoptado la siguiente convención de estructuras: cuando en la lista de embarque del material en detalle se detecte la existencia de un miembro en el lado alejado, así como en el lado cercano, la soldadura mostrada para el claro cercano se duplicará para el lado alejado.</p>															

Figura 69. Símbolos para el detallado de soldaduras en planos.

Fuente: McCormac & Csernak, 2012.

El lector puede consultar la tabla 8-2 del manual del AISC (AISC, 2017), donde se muestran diferentes tipos de soldaduras precalificadas con sus respectivos tamaños y simbolismo que pueden tomarse como

referencia para el detallado de soldaduras. Dicha tabla abarca varias páginas por lo que no se incluye en la guía.

McCormac & Csernak (2012) presentan los siguientes ejemplos sobre el significado de los símbolos de las soldaduras.

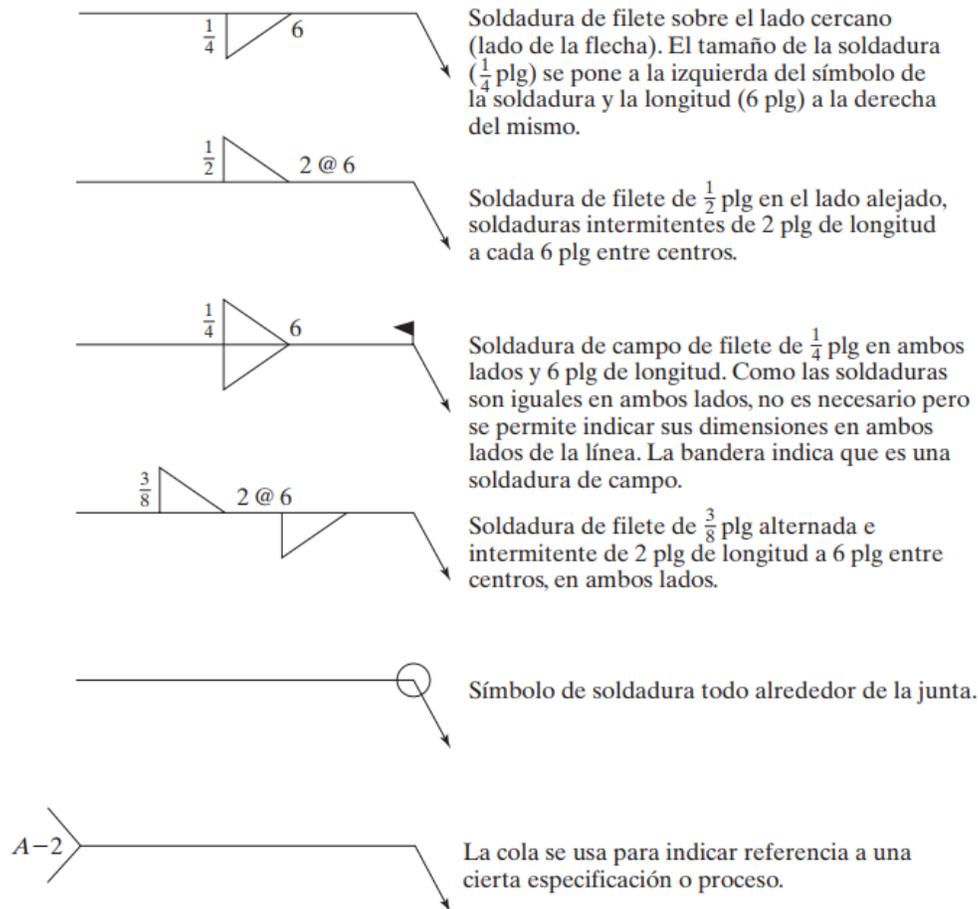


Figura 70. Ejemplos del significado de símbolos para el detallado de soldaduras.
Fuente: McCormac & Csernak, 2012.

El capítulo 3 del Detailing for Steel Construction (AISC, 2009) establece que el detallado de las soldaduras varía de acuerdo con el tipo de esfuerzo y la dirección a las que estas se someten. La siguiente figura muestra el detallado de soldaduras de filete las cuales se someten a esfuerzos cortantes en paralelo. Esto se puede apreciar en la Figura 71 donde se puede apreciar la geometría de diferentes tipos de soldadura.

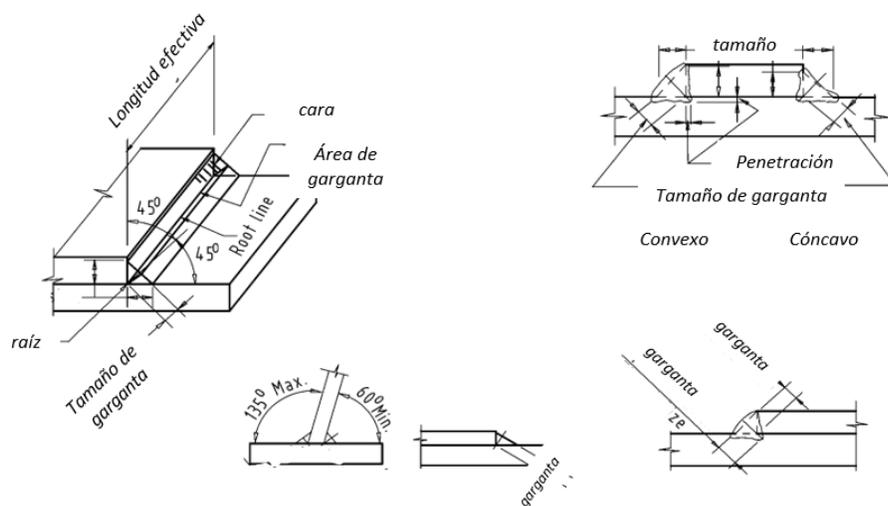


Figura 71. Detalle de soldaduras de filete sometidas a cortante en paralelo.
Fuente: Adaptado de AISC, 2009.

Por otra parte, para el detallado de soldaduras con esfuerzos que actúan en dirección transversal a la línea de soldadura como las de penetración entre los patines de vigas y columnas, se puede apreciar el detallado de su geometría en la Figura 72.

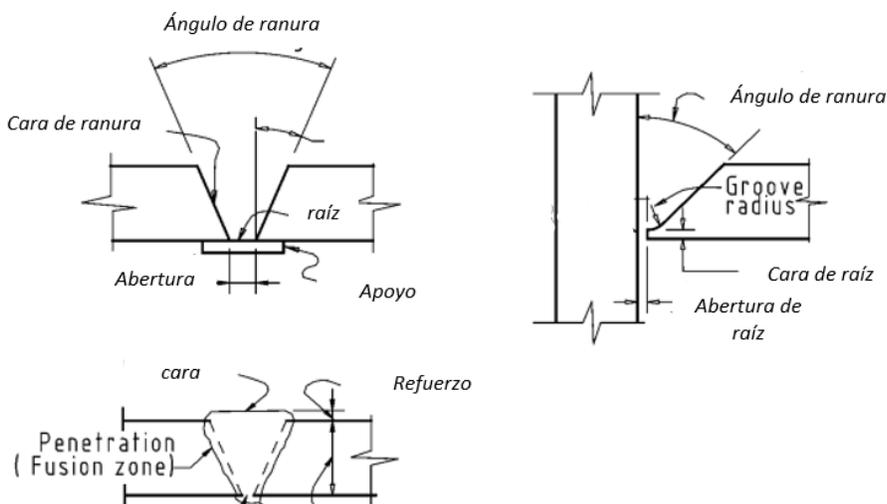


Figura 72. Detalle de soldaduras de filete sometidas a cortante en paralelo.
Fuente: AISC, 2009.

6.2 Consideraciones para el Detallado de Pernos

El detallado de conexiones apernadas requiere que se contemple la posición de las perforaciones, la distancia entre estas y con los bordes de los elemento que se conectan. La tabla 7-15 del manual del AISC (AISC, 2017) establece las distancias entre los ejes transversales de las filas de pernos que deben cumplirse de modo que su colocación no se vea afectado por el choque entre sí

Estas distancias se establecen a partir del diámetro de las llaves para apretar los pernos y el diámetro de los pernos. La tabla 7-15 del manual del AISC (AISC, 2017) no se incluye en la guía debido a que esta abarca varias páginas.

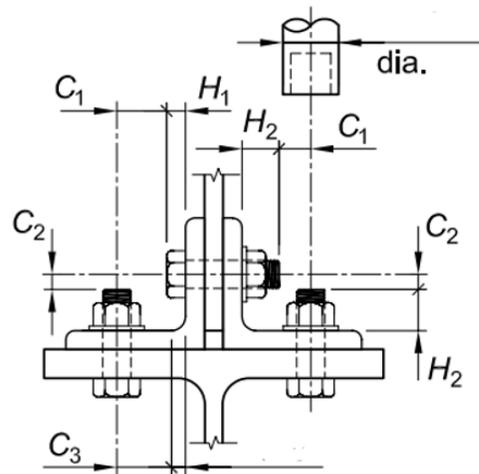


Figura 73. Distancias a respetar para la colocación de pernos.
Fuente: AISC, 2017.

A partir de las dimensiones de la figura anterior por medio de los valores que establece el manual del AISC (AISC, 2017), se establece el tamaño de los pernos y sus accesorios. Para detallar los pernos en los planos de taller, se pueden utilizar los valores de la tabla 8-14 del manual del AISC (AISC, 2017) para diferentes diámetros y designación de pernos. Dicha tabla tampoco se incluye debido a que abarca varias páginas en el manual.

La Figura 74 muestra las dimensiones de un perno de uso estructural para grados A325 y A490.

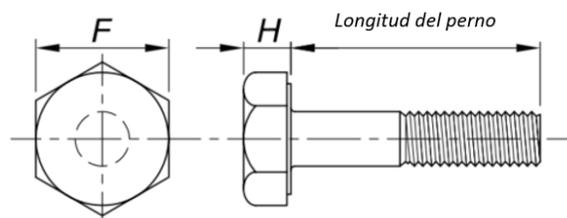


Figura 74. Detalle del tamaño de pernos a utilizar.
Fuente: Adaptado de AISC, 2017.

Es importante mencionar que para la elección y detallado de los pernos, es importante tomar en cuenta si el diseño contempla las roscas en el plano de corte de la conexión.

Para accesorios como tuercas y arandelas, la tabla 8-14 del manual del AISC del 2017 puede ser usada como referencia para su detalle.

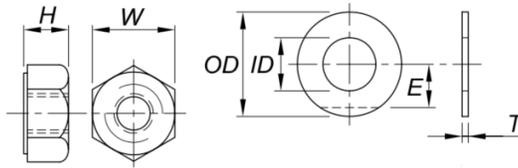


Figura 75. Detalle del tamaño de tuercas y rondanas a utilizar.
Fuente: AISC, 2017.

6.3 Corte de vigas

Para el caso de recortes de patines en perfiles W para que calcen a nivel con otras vigas, el capítulo 9 del manual del AISC (AISC, 2017) establece que primero debe recortarse en sentido horizontal y luego vertical. El recorte debe detallar la longitud requerida en ambos sentidos, así como el radio de la curva de transición entre los ejes de ambos recortes.

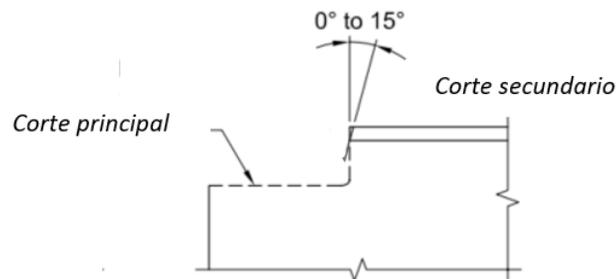


Figura 76. Recorte de patín superior de un perfil W.
Fuente: Adaptado de AISC, 2017.

Para el caso de los cortes para el acceso de soldaduras, como sucede en las conexiones con patines de viga soldados, se deben detallar las dimensiones de las perforaciones para dicho acceso. La sección J1.7 de los comentarios del AISC 360-16 (AISC, 2016) plantea dos alternativas para estos cortes. Los detalles para realizar cortes de acceso para soldadura se pueden apreciar en la conexión precalificada RBS.

Para las placas de continuidad en columnas, se debe tomar como referencia la figura 10.2 del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016), la cual corresponde a las figuras 52 y 53 de la presente guía.

6.4 Accesorios para el montaje de vigas

Para el montaje de soldaduras se requieren de accesorios que sirvan de apoyo para el montaje de la soldadura. Los planos de taller deben indicar los accesorios requeridos para el proceso constructivo de las soldaduras. Dentro de los accesorios se destacan apoyos, espaciadores y respaldos. En la Figura 77 se pueden apreciar los apoyos (*tab*) y los respaldos (*backing*).

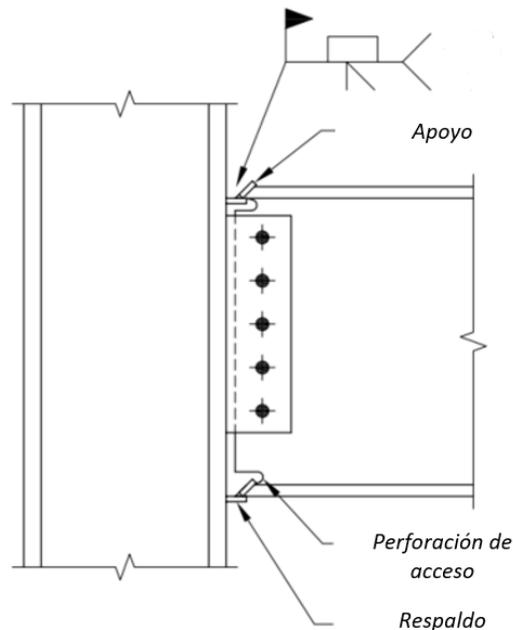


Figura 77. Detalle de accesorios utilizados en una conexión a momento soldada.
Fuente: Adaptado de AISC, 2017.

6.5 Detallado de conexiones

El capítulo 3 del *Detailing for Steel Construction* (AISC, 2009) establece que en las conexiones debe detallarse la designación de los elementos, las distancias y la designación de los pernos o de soldaduras que se utilizan. En la Figura 78 se puede apreciar cómo se debe realizar el detalle de una conexión con angulares dobles totalmente apernada, donde se incluye la designación de los perfiles W que funcionan como vigas, así como la de los angulares, donde el orden de la designación corresponde a su designación de acuerdo con la tabla 1-7a del manual del AISC (AISC, 2017), su espesor y longitud.

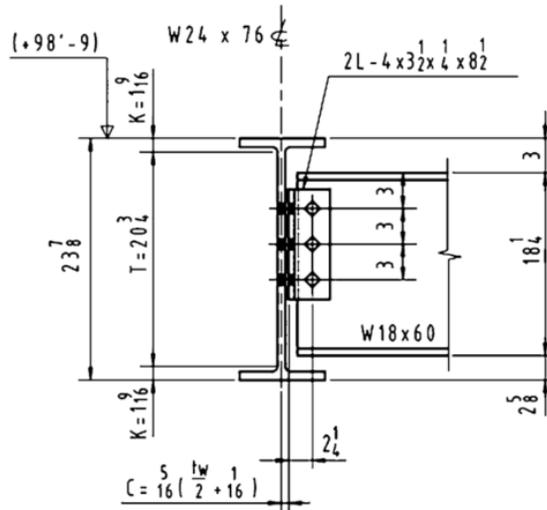


Figura 78. Detalle de conexión con angulares dobles totalmente apernadas.
Fuente: AISC, 2009.

Si la conexión tuviera soldaduras, estas se detallan de acuerdo con lo mencionado sobre el detallado de soldaduras.

Para el montaje de conexiones, es importante considerar los claros y distancias que deben tener los elementos que se unen. Por ejemplo, para el caso de conexiones simples, se ha mencionado que la distancia entre la viga apoyada y el elemento de apoyo debe ser de $\frac{1}{2}$ pulgada (1,25 cm). La Figura 79 muestra una conexión entre una viga y una columna que se unen por medio del alma de esta. Esta figura puede tomarse como referencia para el detallado de como debe quedar la colocación de este tipo de conexiones.

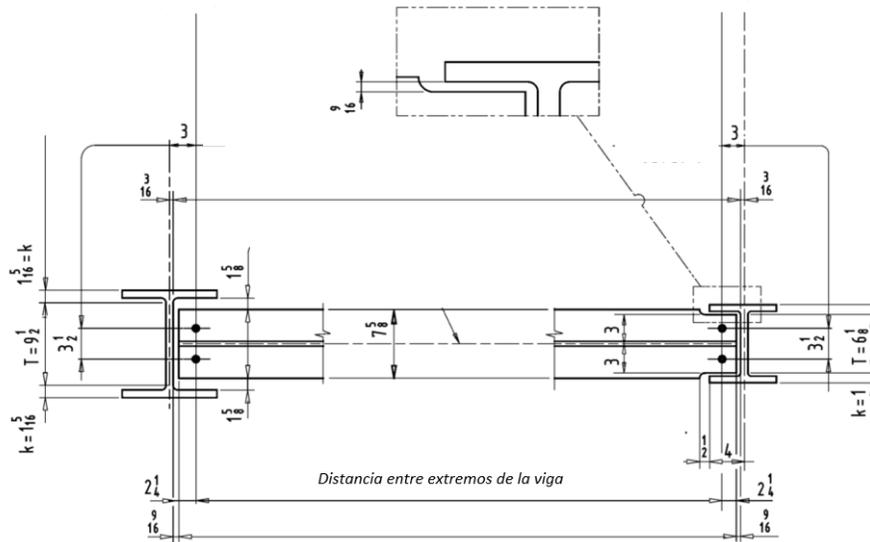


Figura 79. Detalle de conexión entre viga y alma de columna.
Fuente: Adaptado de AISC, 2009.

Para detallar las conexiones a partir de un plano en planta de una estructura, el capítulo 4 del Detailing for Steel Construction (AISC, 2009) menciona que pueden realizarse códigos con letras para poder ver detalles cada vez más específicos sobre conexiones. En la siguiente figura se muestra una planta a partir de la cual se enumeran los miembros y para las columnas 12 y 13 se tiene mayor detalle sobre las conexiones que estas poseen.

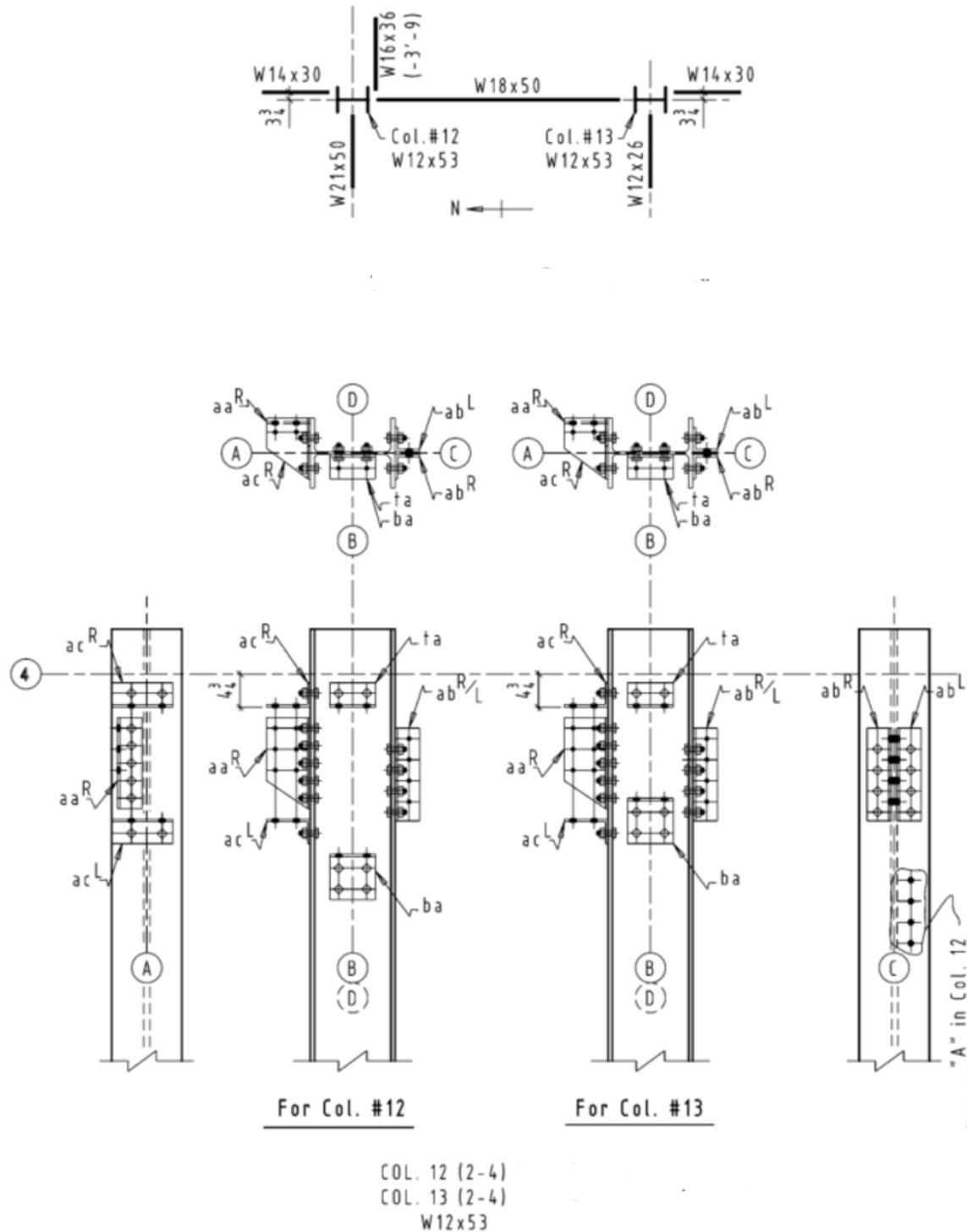


Figura 80. Detalle de conexiones en columnas a partir de plano en planta.
Fuente: AISC, 2009.

Referencias bibliográficas

AISC. (2009). Detailing for Steel Construction. Third Edition. American Society of Steel Construction.

AISC. (2017). Steel Construction Manual. Fifteenth Edition. American Society of Steel Construction.

ANSI/AISC. (2016). Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, AISC 358-16. American Society of Steel Construction.

ANSI/AISC. (2016). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, AISC 341-16. American Society of Steel Construction.

ANSI/AISC. (2016). Specification for Structural Steel Buildings, AISC 360-16. American Society of Steel Construction.

AWS. (2020). Structural Welding Code. AWS D1.1/D1.1M:2020. American Welding Society.

Chazaro, C. (S.F). Diseño de Conexiones. Gerdau Corsa. Recuperado de: gerdaucorsa.com.mx

CFIA. (2014). Código Sísmico de Costa Rica. Revisión 2014. Editorial Tecnológica de Costa Rica: Costa Rica.

CFIA. (2016). Comentarios al Código Sísmico de Costa Rica. Editorial Tecnológica de Costa Rica: Costa Rica.

Davis, B. (2019). Fundamentals of Connection Design: Session 3: Shear Connections. American Society of Steel Construction. Recuperado de: <https://www.youtube.com/watch?v=9OnNk-3wHfQ8&t=2403s>

Engelhardt, M. & Matthew, M. (2016). What´s new with the prequalified connection? Steelwise - Modern Steel Construction.

Green, P., Sputo, T. & Veltri, P. (2002). Connections Teaching Toolkit. A Teaching Guide for Structural Steel Connections. American Society of Steel Construction.

McCormac, J. & Csernak, S. (2012). Diseño de Estructuras de Acero. 5ta Edición. Alfaomega Grupo Editor: México.

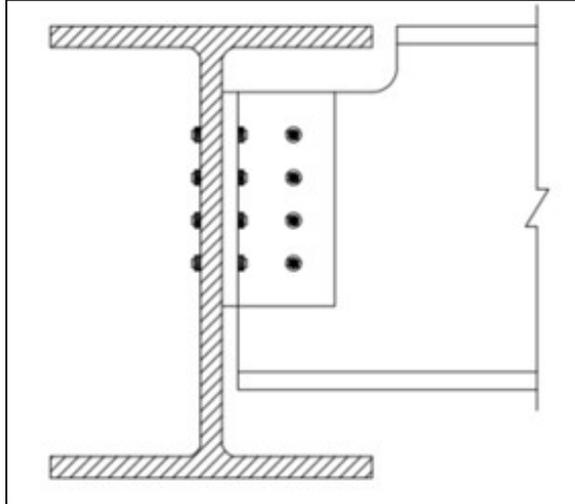
Vinnakota, S. (2006). Estructuras de acero: comportamiento y LRFD. MGRW-HILL/Interamericana Editores, S.A: México.

Apéndice 2. Hojas de cálculo de conexiones a cortante

Conexión con Angulares Dobles Totalmente Apernados

Consideraciones generales:

- Los valores de tablas del AISC se reciben en unidades del sistema imperial y lo que solicita colocar en unidades del SI.
- Los títulos con asterisco * indican que el valor se modifica manualmente, además de que las variables están en color negro.
- Las variables en azul se calculan automáticamente.
- La conexión de la hoja es perimetral, por lo que sólo una viga llega a esta.
- Los perfiles W para vigas se asume que son de acero A992 y los angulares de acero A36.



Fuente: Elaboración propia.

1. Reacciones por cargas gravitacionales en la conexión.

* Reacción por cargas permanentes: $VP := 10 \text{ kip}$

* Reacción por cargas temporales: $VT := 30 \text{ kip}$

* Factor fR (sección 6.2 del CSCR-2010): $fR := 1$

Combinaciones de carga última (sección 6.2 del CSCR-2010):

CU-1: $VU1 := 1,4 \cdot VP = 6,3503 \text{ tonnef}$

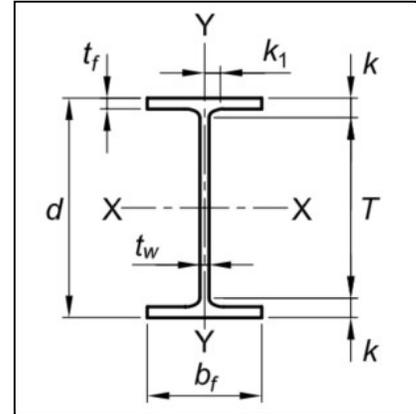
CU-2: $VU2 := 1,2 \cdot VP + 1,6 \cdot fR \cdot VT = 27,2155 \text{ tonnef}$

$Vu := [VU1 \ VU2] = [6,3503 \ 27,2155] \text{ tonnef}$

2. Propiedades de la viga apoyada (v).

Las propiedades de la viga se toman de la tabla 1-1 del manual del AISC del 2017:

* Designación de la viga:	W 18 X 50
* Peralte:	$d_v := 18 \text{ in}$
* Ancho de patines:	$b_{fv} := 7,50 \text{ in}$
* Espesor del alma:	$t_{wv} := 0,355 \text{ in}$
* Espesor de patines:	$t_{fv} := 0,570 \text{ in}$
* Valor k:	$k_v := 1,25 \text{ in}$

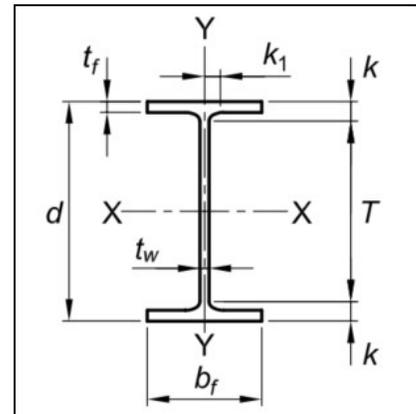


Fuente: AISC, 2017.

2. Propiedades de la viga de apoyo (V).

Las propiedades de la viga se toman de la tabla 1-1 del manual del AISC del 2017:

* Designación de la viga:	W 21 X 62
* Peralte:	$d_V := 21 \text{ in}$
* Ancho de patines:	$b_{fV} := 8,24 \text{ in}$
* Espesor del alma:	$t_{wV} := 0,400 \text{ in}$
* Espesor de patines:	$t_{fV} := 0,615 \text{ in}$
* Valor k:	$k_V := 1,12 \text{ in}$

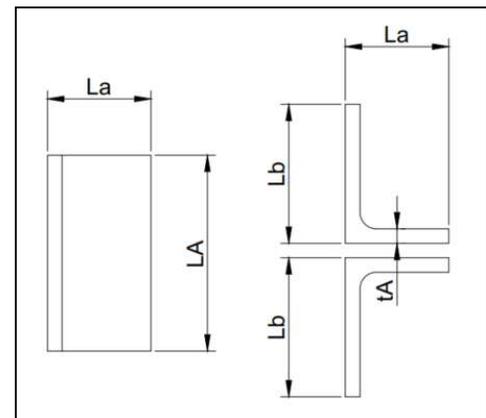


Fuente: AISC, 2017.

2. Propiedades de los angulares (A).

Las propiedades de la viga se toman de las tablas 1-7 y 1-7a del manual del AISC del 2017:

* Designación de la viga:	2L 5 X 3 1/2 X 1/4 X 8 /12
* Longitud del angular:	$L_A := 21,3 \text{ cm}$
* Espesor del angular:	$t_A := 0,25 \text{ in}$
* Lado a del angular:	$L_a := 3,5 \text{ in}$
* Lado b del angular:	$L_b := 5 \text{ in}$
* Gramil en lado a:	$g_a := 5,35 \text{ cm}$
* Gramil en lado b:	$g_b := 7,35 \text{ cm}$

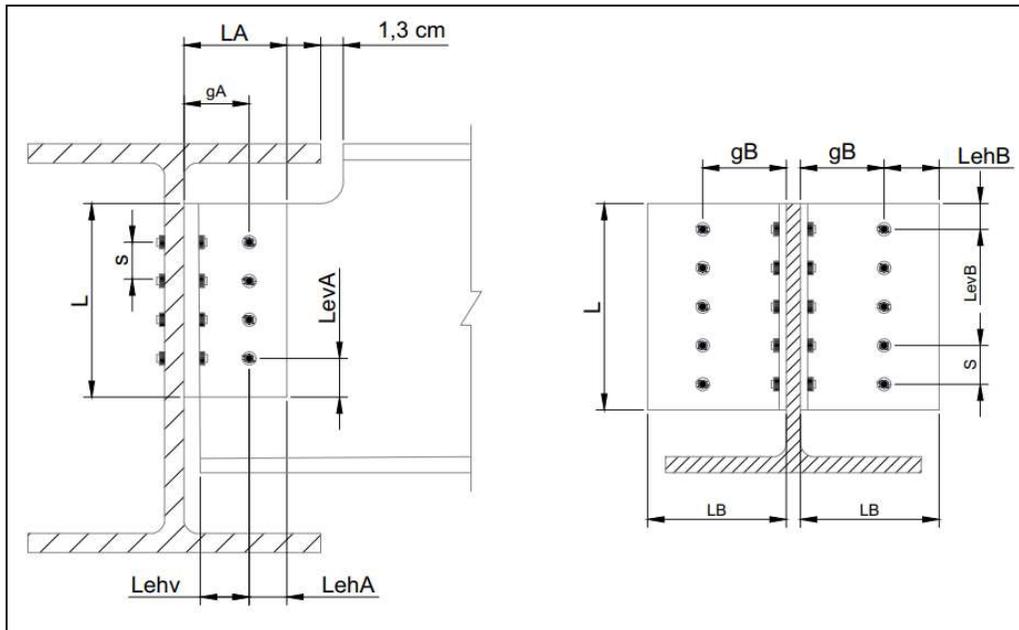


Fuente: Elaboración propia.

5. Propiedades de los pernos.

* <u>Designación:</u>	A325
* <u>Roscas excluidas o no excluidas:</u>	No excluidas - N
<u>Perforación:</u>	Estándar
* <u>Resistencia nominal al cortante:</u>	$F_{nv} := 54 \text{ ksi}$
* <u>Diámetro propuesto:</u>	$d := \frac{3}{4} \text{ in}$
* <u>Número de pernos propuesto:</u>	$n := 3$
* <u>Separación entre pernos:</u>	$s := 3 \text{ in}$
* <u>Distancia mínima con borde:</u>	$dist_{min} := 1 \text{ in}$
* <u>Diámetro de la perforación:</u>	$p := \frac{13}{16} \text{ in}$

6. Revisión de dimensiones en la conexión.



Fuente: Elaboración propia.

A continuación se calculan los valores Leha, Lehb, Leva, Levb y Lehv de la figura anterior, los cuales se utilizan para verificar las distancias mínimas para pernos.

$$Leha := La - ga = 1,3937 \text{ in}$$

$$Leha = 3,54 \text{ cm}$$

$$Lehb := Lb - gb = 2,1063 \text{ in}$$

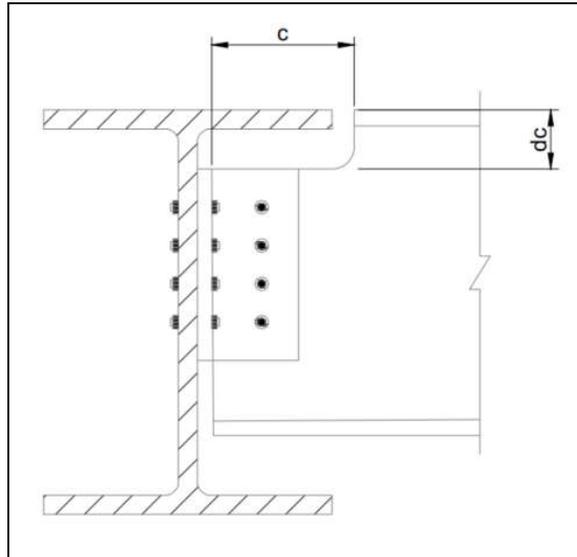
$$Lehb = 5,35 \text{ cm}$$

$$Lev := \frac{LA - s \cdot (n - 1)}{2} = 1,1929 \text{ in}$$

$$Lev = 3,03 \text{ cm}$$

$$Lehv := ga - 1,3 \text{ cm} = 1,5945 \text{ in}$$

$$Lehv = 4,05 \text{ cm}$$



Fuente: Elaboración propia.

A continuación se calculan los valores c y dc para el recorte de la viga para que calce en la de apoyo.

$$dc := kV + tfV = 1,735 \text{ in}$$

$$dc = 4,4069 \text{ cm}$$

* Colocar el recorte vertical propuesto que cumpla con el valor mínimo

$$dc := 5 \text{ cm}$$

$$c := 0,5 \cdot bfV - 0,5 \cdot twV - 0,5 \text{ in} + 0,75 \text{ in} = 4,17 \text{ in}$$

$$c = 10,5918 \text{ cm}$$

* Colocar el recorte horizontal propuesto que cumpla con el valor mínimo

$$c := 10 \text{ cm}$$

Se procede a realizar la revisión de las dimensiones de la conexión para que calcen los elementos.

Revisión que el peralte recortado de la viga apoyada calce en el alma de la viga de apoyo

```
Calce_Peralte := if  $dV - 2 \cdot kV \geq dv - dc$  = "Cumple."
                "Cumple."
                else
                "No Cumple"
```

Revisión de la longitud de cada angular

```
Longitud_Angulares := if  $(LA \leq dv - dc - kv) \wedge \left( LA \geq \frac{dv - 2 \cdot kv}{2} \right)$  = "Cumple."
                       "Cumple."
                       else
                       "No cumple."
```

La longitud de los angulares debe ajustarse al espacio disponible de la viga apoyada y debe de ser al menos la mitad del espacio trabajable de esta para garantizar estabilidad (Vinnakota, 2006).

Revisión de la distancia mínima horizontal entre el borde del angular y la fila de pernos para el lado A (tabla J3.4 del AISC 360-16)

```
LehA_Angular := if  $Leha \geq dist\_min$  = "Cumple."
                 "Cumple."
                 else
                 "No Cumple"
```

Revisión de la distancia mínima horizontal entre el borde del angular y la fila de pernos para el lado B (tabla J3.4 del AISC 360-16)

```
LehB_Angular := if  $Lehb \geq dist\_min$  = "Cumple."
                 "Cumple."
                 else
                 "No Cumple"
```

Revisión de la distancia mínima vertical entre el borde del angular y la perforación al extremo para ambos lados (tabla J3.4 del AISC 360-16)

```
LevB_Angular := if  $Lev \geq dist\_min$  = "Cumple."
                 "Cumple."
                 else
                 "No Cumple"
```

Revisión de la distancia mínima horizontal entre el borde de la viga y la fila de pernos para el lado B de los angulares (tabla J3.4 del AISC 360-16)

```
Leh_Viga := if  $Lehv \geq dist\_min$  = "Cumple."
              "Cumple."
              else
              "No Cumple"
```

6. Revisión de estados límites en la viga apoyada (v).

6.1 Resistencia a la ruptura por bloque de cortante (BSR) (sección J4.3 del AISC 360-16)

$$\begin{aligned} \text{Área bruta del plano a cortante} \quad Agv &:= ((n - 1) \cdot s + Lev) \cdot twv = 2,5535 \text{ in}^2 \\ Agv &= 16,4741 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Área neta del plano a cortante} \quad Anv &:= Agv - (n - 0,5) \cdot \left(p + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \cdot twv = 1,7769 \text{ in}^2 \\ Anv &= 11,464 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Área neta del plano a tensión} \quad Ant &:= \left(Lehv - 0,25 \text{ in} - 0,5 \cdot \left(p + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \right) \cdot twv = 0,322 \text{ in}^2 \\ Ant &= 2,0773 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Resistencia nominal mínima ajustada al estado de límite BSR (ecuación J4-5 del AISC 360-16)

$$\phi Rn_BSR := [0,75 \cdot (0,6 \cdot 65 \text{ ksi} \cdot Anv + 1 \cdot 65 \text{ ksi} \cdot Ant) \quad 0,75 \cdot (0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot Agv + 1 \cdot 65 \text{ ksi} \cdot Ant)]$$

$$\phi Rn_BSR = [67,6715 \quad 73,15] \text{ kip}$$

$$\phi Rn_BSR = [30,6953 \quad 33,1803] \text{ tonnef}$$

$$\phi Rn_BSR := \min(\phi Rn_BSR)$$

Comprobación resistencia al estado límite de BSR

$$Vu = [6,3503 \quad 27,2155] \text{ tonnef} \leq \phi Rn_BSR = 30,6953 \text{ tonnef}$$

$$\begin{aligned} \text{Cumplimiento_BSR} &:= \text{if} \left(\phi Rn_BSR \geq Vu_{11} \right) \wedge \left(\phi Rn_BSR \geq Vu_{12} \right) = \text{"Cumple."} \\ &\quad \text{"Cumple."} \\ &\quad \text{else} \\ &\quad \text{"NO cumple"} \end{aligned}$$

6.2 Resistencia al aplastamiento por pernos (sección J3.10 del AISC 360-16)

Distancia libre entre el borde de la viga y la perforación al extremo

$$Lc1 := Lev - \frac{\left(p + \frac{1}{16} \text{ in} \right)}{2} = 0,7554 \text{ in}$$

$$Lc1 = 1,9188 \text{ cm}$$

Distancia libre entre perforaciones

$$Lc2 := s - \left(p + \frac{1}{16} \text{ in} \right) = 2,125 \text{ in}$$

$$Lc2 = 5,3975 \text{ cm}$$

Resistencia nominal ajustada al aplastamiento y desgarre en el perno del borde considerando la deformación (ecuación J3-6a del AISC 360-16)

$$\phi Rn_{borde} := [0,75 \cdot 2,4 \cdot d \cdot twv \cdot 65 \text{ ksi } 0,75 \cdot 1,2 \cdot Lc1 \cdot twv \cdot 65 \text{ ksi }]$$

$$\phi Rn_{borde} = [31,1513 \ 15,688] \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{borde} = [14,13 \ 7,116] \text{ tonnef}$$

$$\phi Rn_{borde} := \min(\phi Rn_{borde})$$

Resistencia nominal ajustada al aplastamiento y desgarre en el resto de pernos considerando la deformación (ecuación J3-6a del AISC 360-16)

$$\phi Rn_{resto} := [0,75 \cdot 2,4 \cdot d \cdot twv \cdot 65 \text{ ksi } 0,75 \cdot 1,2 \cdot Lc2 \cdot twv \cdot 65 \text{ ksi }]$$

$$\phi Rn_{resto} = [31,1513 \ 44,1309] \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{resto} = [14,13 \ 20,0175] \text{ tonnef}$$

$$\phi Rn_{resto} := \min(\phi Rn_{resto})$$

Resistencia nominal ajustada de todas las perforaciones al estado límite BB

$$\phi Rn_{BB} := \phi Rn_{borde} + (n - 1) \cdot \phi Rn_{resto} = 77,9905 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{BB} = 35,3759 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de BB

$$Vu = [6,3503 \ 27,2155] \text{ tonnef} \quad \leq \quad \phi Rn_{BB} = 35,3759 \text{ tonnef}$$

$$\text{Cumplimiento}_{BB} := \text{if} \left(\phi Rn_{BB} \geq Vu_{11} \right) \wedge \left(\phi Rn_{BB} \geq Vu_{12} \right) = \text{"Cumple."}$$

"Cumple."

else

"NO cumple"

6.3 Resistencia a la fluencia y ruptura por cortante (sección J4.2 del AISC 360-16)Área bruta en cortante

$$A_{gv} := (d_v - d_c) \cdot t_{wv} = 5,6912 \text{ in}^2$$

$$A_{gv} = 36,7172 \text{ cm}^2$$

Área neta en cortante

$$A_{nv} := \left(d_v - d_c - n \cdot \left(p + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \right) \cdot t_{wv} = 4,7593 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} = 30,7051 \text{ cm}^2$$

Resistencia nomina mínima ajustada a la fluencia y ruptura por cortante (ecuaciones J4-3 y J4-4 del AISC 360-16)

$$\phi R_{n_S} := [1 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot A_{gv} \quad 0,75 \cdot 0,6 \cdot 65 \text{ ksi} \cdot A_{nv}]$$

$$\phi R_{n_S} = [170,7354 \quad 139,2097] \text{ kip}$$

$$\phi R_{n_S} = [77,4443 \quad 63,1445] \text{ tonnef}$$

$$\phi R_{n_S} := \min(\phi R_{n_S})$$

Comprobación resistencia al estado límite de SY & SR

$$V_u = [6,3503 \quad 27,2155] \text{ tonnef} \leq \phi R_{n_S} = 63,1445 \text{ tonnef}$$

$$\text{Cumplimiento}_{SY_SR} := \text{if} \left(\phi R_{n_S} \geq V_{u_{11}} \right) \wedge \left(\phi R_{n_S} \geq V_{u_{12}} \right) = \text{"Cumple."}$$

$$\text{"Cumple."}$$

$$\text{else}$$

$$\text{"NO cumple"}$$

6.4 Resistencia a la fluencia por flexión (capítulo 9 del manual del AISC del 2017)

Se determina la resistencia a la fluencia por flexión considerando el pandeo local del alma de la viga con un recorte en el patín superior.

* Colocar el módulo de sección elástico de la viga considerando el valor de recorte vertical d_c (tabla 9-2 del manual del AISC-2017)

$$S_{net} := 23,4 \text{ in}^3$$

* Colocar el módulo de sección plástico de la viga considerando el valor de recorte vertical d_c (tabla IV -11 del manual del AISC-2017)

$$Z_{net} := 42,5 \text{ in}^3$$

Peralte recortado de la viga apoyada

$$h_0 := d_v - d_c = 16,0315 \text{ in}$$

$$h_0 = 40,72 \text{ cm}$$

Valor del coeficiente k (ecuación 9-10 del manual del AISC-2017)

$$k := \text{if } \frac{c}{h0} \leq 1 \quad = 22,3154$$

$$2,2 \cdot \left(\frac{h0}{c} \right)^{1,65}$$

$$\text{else}$$

$$2,2 \cdot \left(\frac{h0}{c} \right)$$

Valor del coeficiente f (ecuación 9-10 del manual del AISC-2017)

$$f := \text{if } \frac{c}{h0} \leq 1 = 0,4374$$

$$2 \cdot \left(\frac{c}{dv} \right)$$

$$\text{else}$$

$$1 + \frac{c}{dv}$$

Limitación del coeficiente f (ecuación 9-14 del manual del AISC-2017)

$$f := \text{if } (f \leq 3) = 0,4374$$

$$f$$

$$\text{else}$$

$$3$$

Coeficiente k1 (ecuación 9-10 del manual del AISC-2017)

$$k1 := f \cdot k = 9,7618$$

Limitación del coeficiente k (ecuación 9-10 del manual del AISC-2017)

$$k := \text{if } k1 \geq 1,61 = 9,7618$$

$$k1$$

$$\text{else}$$

$$1,61$$

Esbeltez del alma de la viga con peralte recortado (ecuaciones 9-11 y 9-12 del manual del AISC-2017)

$$\lambda := \frac{h0}{twv} = 45,1591$$

$$\lambda_p := 0,475 \cdot \sqrt{\frac{k1 \cdot 29000 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}}} = 35,7415$$

Momento nominal de fluencia

$$M_y := 50 \text{ ksi} \cdot S_{net} = 97,5 \text{ kip ft}$$

$$M_y = 13,4799 \text{ tonnef m}$$

Momento nominal de ruptura por flexión

$$M_p := 50 \text{ ksi} \cdot Z_{net} = 177,0833 \text{ kip ft}$$

$$M_p = 24,4826 \text{ tonnef m}$$

Esfuerzo crítico de fluencia (ecuación 9-9 del manual del AISC-2017)

$$F_{cr} := \frac{0,903 \cdot 29000 \text{ ksi} \cdot k1}{\lambda^2} = 125,3498 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = 8812,9627 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Momento nominal ajustado de fluencia (sección 9 del manual del AISC-2017)

$$\phi M_n := \begin{cases} \lambda \leq \lambda_p & 0,9 \cdot M_p & = 140,5022 \text{ kip ft} \\ \text{else} & \text{if } (\lambda_p < \lambda) \wedge (\lambda \leq 2 \cdot \lambda_p) & \\ & 0,9 \cdot \left(M_p - (M_p - M_y) \cdot \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} - 1 \right) \right) & \\ \text{else} & 0,9 \cdot F_{cr} \cdot S_{net} & \end{cases}$$

$$\phi M_n = 19,4251 \text{ tonnef m}$$

Excentricidad para estimar el momento último (ecuación 9-5a del manual del AISC-2017)

$$e := c + 0,5 \text{ in} = 4,437 \text{ in}$$

$$e = 0,1127 \text{ m}$$

Momentos últimos

$$M_{U1} := V_{U1} \cdot e = 0,7157 \text{ tonnef m}$$

$$M_{U2} := V_{U2} \cdot e = 3,0672 \text{ tonnef m}$$

$$M_u := [M_{U1} \ M_{U2}] = [0,7157 \ 3,0672] \text{ tonnef m}$$

Comprobación resistencia al estado límite de FY

$$M_u = [0,7157 \ 3,0672] \text{ tonnef m} \leq \phi M_n = 19,4251 \text{ tonnef m}$$

$$\text{Cumplimiento}_{FY} := \text{if } \left(\phi M_n \geq M_{u1} \right) \wedge \left(\phi M_n \geq M_{u2} \right) = \text{"Cumple."}$$

"Cumple."
else
"NO cumple"

7. Revisión de estados límites en los angulares (A).

7.1 Resistencia a la ruptura por bloque de cortante (sección J4.3 del AISC 360-16)

Área bruta del plano a cortante

$$Agv := ((n - 1) \cdot s + Lev) \cdot tA = 1,7982 \text{ in}^2$$

$$Agv = 11,6014 \text{ cm}^2$$

Área neta del plano a cortante

$$Anv := Agv - (n - 0,5) \cdot \left(p + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \cdot tA = 1,2514 \text{ in}^2$$

$$Anv = 8,0732 \text{ cm}^2$$

Área neta del plano a tensión

$$Ant := \left(Leha - 0,5 \cdot \left(p + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \right) \cdot tA = 0,2391 \text{ in}^2$$

$$Ant = 1,5423 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal mínima ajustada al estado de límite BSR (ecuación J4-5 del AISC 360-16)

$$\phi Rn_BSR := [0,75 \cdot (0,658 \text{ ksi} \cdot Anv + 1,58 \text{ ksi} \cdot Ant) \quad 0,75 \cdot (0,636 \text{ ksi} \cdot Agv + 1,58 \text{ ksi} \cdot Ant)]$$

$$\phi Rn_BSR = [43,059 \quad 39,53] \text{ kip}$$

$$\phi Rn_BSR = [19,5312 \quad 17,9305] \text{ tonnef}$$

$$\phi Rn_BSR := \min(\phi Rn_BSR)$$

Comprobación resistencia al estado límite de BSR

$$Vu = [6,3503 \quad 27,2155] \text{ tonnef} \leq 2 \cdot \phi Rn_BSR = 35,861 \text{ tonnef}$$

$$\text{Cumplimiento_BSR} := \text{if} \left(2 \cdot \phi Rn_BSR \geq Vu_{11} \right) \wedge \left(2 \cdot \phi Rn_BSR \geq Vu_{12} \right) = \text{"Cumple."}$$

"Cumple."
else
"NO cumple"

7.2 Resistencia al aplastamiento por pernos (sección J3.10 del AISC 360-16)

Distancia libre entre el borde de la viga y la perforación al extremo

$$Lc1 := Lev - \frac{\left(p + \frac{1}{16} \text{ in} \right)}{2} = 0,7554 \text{ in}$$

$$Lc1 = 1,9188 \text{ cm}$$

Distancia libre entre perforaciones

$$Lc2 := s - \left(p + \frac{1}{16} \text{ in} \right) = 2,125 \text{ in}$$

$$Lc2 = 5,3975 \text{ cm}$$

Resistencia nominal ajustada al aplastamiento y desgarre en el perno del borde considerando la deformación (ecuación J3-6a del AISC 360-16)

$$\phi Rn_{borde} := \left[0,75 \cdot 2,4 \cdot d \cdot tA \cdot 58 \text{ ksi} \quad 0,75 \cdot 1,2 \cdot Lc1 \cdot tA \cdot 58 \text{ ksi} \right]$$

$$\phi Rn_{borde} = \left[19,575 \quad 9,8581 \right] \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{borde} = \left[8,8791 \quad 4,4716 \right] \text{ tonnef}$$

$$\phi Rn_{borde} := \min(\phi Rn_{borde})$$

Resistencia nominal ajustada al aplastamiento y desgarre en el resto de pernos considerando la deformación (ecuación J3-6a del AISC 360-16)

$$\phi Rn_{resto} := \left[0,75 \cdot 2,4 \cdot d \cdot tA \cdot 58 \text{ ksi} \quad 0,75 \cdot 1,2 \cdot Lc2 \cdot tA \cdot 58 \text{ ksi} \right]$$

$$\phi Rn_{resto} = \left[19,575 \quad 27,7313 \right] \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{resto} = \left[8,8791 \quad 12,5787 \right] \text{ tonnef}$$

$$\phi Rn_{resto} := \min(\phi Rn_{resto})$$

Resistencia nominal ajustada de todas las perforaciones al estado límite BB

$$\phi Rn_{BB} := \phi Rn_{borde} + (n - 1) \cdot \phi Rn_{resto} = 49,0081 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{BB} = 22,2297 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de BB

$$Vu = \left[6,3503 \quad 27,2155 \right] \text{ tonnef} \quad \leq \quad 2 \cdot \phi Rn_{BB} = 44,4594 \text{ tonnef}$$

$$\text{Cumplimiento}_{BB} := \text{if} \left(2 \cdot \phi Rn_{BB} \geq Vu_{11} \right) \wedge \left(2 \cdot \phi Rn_{BB} \geq Vu_{12} \right) = \text{"Cumple."}$$

"Cumple."
else
"NO cumple"

7.3 Resistencia a la fluencia y ruptura por cortante (sección J4.2 del AISC 360-16)Área bruta en cortante

$$A_{gv} := L_A \cdot t_A = 2,0965 \text{ in}^2$$

$$A_{gv} = 13,5255 \text{ cm}^2$$

Área neta en cortante

$$A_{nv} := \left(L_A - n \cdot \left(p + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \right) \cdot t_A = 1,4402 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} = 9,2916 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal ajustada a la fluencia y ruptura por cortante (ecuaciones J4-3 y J4-4 del AISC 360-16)

$$\phi R_{n_S} := [1 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot A_{gv} \quad 0,75 \cdot 0,6 \cdot 65 \text{ ksi} \cdot A_{nv}]$$

$$\phi R_{n_S} = [62,8937 \quad 42,126] \text{ kip}$$

$$\phi R_{n_S} = [28,5281 \quad 19,1081] \text{ tonnef}$$

$$\phi R_{n_S} := \min(\phi R_{n_S})$$

Comprobación resistencia al estado límite de SY & SR

$$V_u = [6,3503 \quad 27,2155] \text{ tonnef} \leq 2 \cdot \phi R_{n_S} = 38,2161 \text{ tonnef}$$

$$\text{Cumplimiento}_{SY_SR} := \text{if} \left(2 \cdot \phi R_{n_S} \geq V_{u_{11}} \right) \wedge \left(2 \cdot \phi R_{n_S} \geq V_{u_{12}} \right) = \text{"Cumple."}$$

"Cumple."
else
"NO cumple"

8. Revisión de estados límites en la viga de apoyo (V).**8.1 Resistencia al aplastamiento por pernos (sección J3.10 del AISC 360-16)**Distancia libre entre perforaciones

$$L_c := s - \left(p + \frac{1}{16} \text{ in} \right) = 2,125 \text{ in}$$

$$L_c = 5,3975 \text{ cm}$$

Resistencia nominal ajustada al aplastamiento y desgarre de los pernos considerando la deformación (ecuación J3-6a del AISC 360-16)

$$\phi R_{n_{BB}} := [0,75 \cdot 2,4 \cdot d \cdot t_w V \cdot 65 \text{ ksi} \quad 0,75 \cdot 1,2 \cdot L_c \cdot t_w V \cdot 65 \text{ ksi}]$$

$$\phi R_{n_{BB}} = [35,1 \quad 49,725] \text{ kip}$$

$$\phi R_{n_{BB}} = [15,9211 \quad 22,5549] \text{ tonnef}$$

$$\phi Rn_{BB} := \min(\phi Rn_{BB})$$

Resistencia nominal ajustada de todas las perforaciones al estado límite BB

$$\phi Rn_{BB} := n \cdot \phi Rn_{BB} = 105,3 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{BB} = 47,7633 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de BB

$$Vu = [6,3503 \ 27,2155] \text{ tonnef} \leq \phi Rn_{BB} = 47,7633 \text{ tonnef}$$

$$\text{Cumplimiento}_{BB} := \text{if} \left(\phi Rn_{BB} \geq Vu_{11} \right) \wedge \left(\phi Rn_{BB} \geq Vu_{12} \right) = \text{"Cumple."}$$

"Cumple."
else
"NO cumple"

9. Revisión de pernos a cortante.

9.1 Resistencia de pernos a cortante doble en la viga apoyada (sección J3.7 del AISC 360-16)

Área transversal del perno

$$At := \pi \cdot \left(\frac{d}{2} \right)^2 = 0,4418 \text{ in}^2$$

Resistencia nominal ajustada a cortante doble para el grupo de pernos

$$\phi Rn_{BS} := 0,75 \cdot n \cdot 2 \cdot At \cdot Fnv = 107,3541 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{BS} = 53,6771 \text{ tonf}$$

Comprobación de resistencia al estado límite de BS doble

$$Vu = [6,3503 \ 27,2155] \text{ tonnef} \leq \phi Rn_{BS} = 48,695 \text{ tonnef}$$

$$\text{Cumplimiento}_{BS} := \text{if} \left(\phi Rn_{BS} \geq Vu_{11} \right) \wedge \left(\phi Rn_{BS} \geq Vu_{12} \right) = \text{"Cumple."}$$

"Cumple."
else
"NO cumple"

9.2 Resistencia de pernos a cortante simple en la viga de apoyo (sección J3.7 del AISC 360-16)

Resistencia nominal ajustada a cortante simple para el grupo de pernos

$$\phi Rn_{BS} := 0,75 \cdot n \cdot At \cdot Fnv = 53,6771 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{BS} = 26,8385 \text{ tonf}$$

Comprobación resistencia al estado límite de BS
simple

$$Vu = [6,3503 \ 27,2155] \text{ tonnef} \leq \phi Rn_{BS} = 24,3475 \text{ tonnef}$$

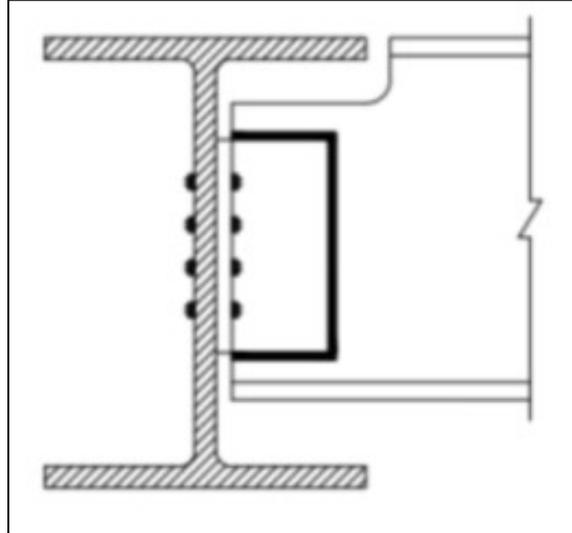
$$\text{Cumplimiento}_{BS} := \text{if} \left(\phi Rn_{BS} \geq \frac{Vu_{11}}{2} \right) \wedge \left(\phi Rn_{BS} \geq \frac{Vu_{12}}{2} \right) = \text{"Cumple."}$$

"Cumple."
else
"NO cumple"

Conexión con Angulares Dobles Totalmente Apernados

Consideraciones generales:

- Los valores de tablas del AISC se reciben en unidades del sistema imperial y lo que solicita colocar en unidades del SI.
- Los títulos con asterisco * indican que el valor se modifica manualmente, además de que las variables están en color negro.
- Las variables en azul se calculan automáticamente.
- Los perfiles W para vigas se asume que son de acero A992 y los angulares de acero A36.



Fuente: Elaboración propia.

1. Reacciones por cargas gravitacionales en la conexión.

* Reacción por cargas permanentes: $VP := 10 \text{ kip}$

* Reacción por cargas temporales: $VT := 30 \text{ kip}$

* Factor fR (sección 6.2 del CSCR-2010): $fR := 1$

Combinaciones de carga última (sección 6.2 del CSCR-2010):

CU-1: $VU1 := 1,4 \cdot VP = 6,3503 \text{ tonnef}$

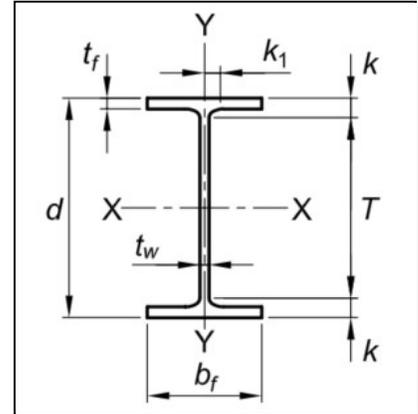
CU-2: $VU2 := 1,2 \cdot VP + 1,6 \cdot fR \cdot VT = 27,2155 \text{ tonnef}$

$Vu := [VU1 \ VU2] = [6,3503 \ 27,2155] \text{ tonnef}$

2. Propiedades de la viga apoyada (v).

Las propiedades de la viga se toman de la tabla 1-1 del manual del AISC del 2017:

* Designación de la viga:	W 18 X 50
* Peralte:	$d_v := 18 \text{ in}$
* Ancho de patines:	$b_{fv} := 7,50 \text{ in}$
* Espesor del alma:	$t_{wv} := 0,355 \text{ in}$
* Espesor de patines:	$t_{fv} := 0,570 \text{ in}$
* Valor k:	$k_v := 1,25 \text{ in}$

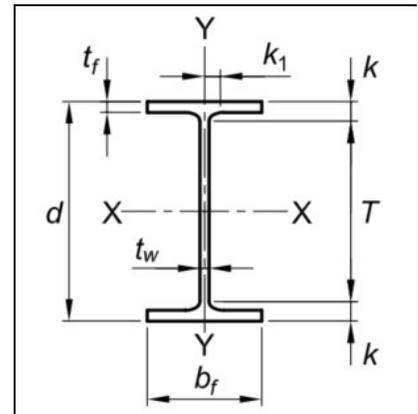


Fuente: AISC, 2017.

2. Propiedades de la viga de apoyo (V).

Las propiedades de la viga se toman de la tabla 1-1 del manual del AISC del 2017:

* Designación de la viga:	W 21 X 62
* Peralte:	$d_V := 21 \text{ in}$
* Ancho de patines:	$b_{fV} := 8,24 \text{ in}$
* Espesor del alma:	$t_{wV} := 0,400 \text{ in}$
* Espesor de patines:	$t_{fV} := 0,615 \text{ in}$
* Valor k:	$k_V := 1,12 \text{ in}$

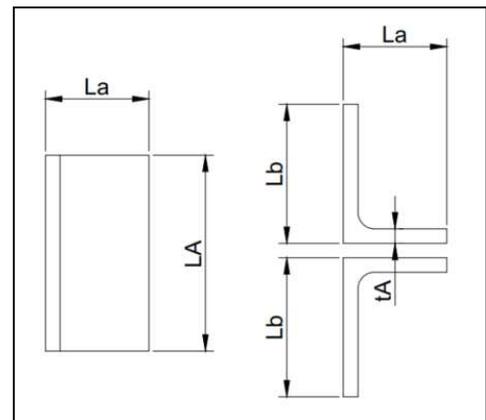


Fuente: AISC, 2017.

2. Propiedades de los angulares (A).

Las propiedades de la viga se toman de las tablas 1-7 y 1-7a del manual del AISC del 2017:

* Designación de la viga:	2L 5 X 3 1/2 X 1/4 X 8 /12
* Longitud del angular:	$L_A := 21,3 \text{ cm}$
* Espesor del angular:	$t_A := 0,25 \text{ in}$
* Lado a del angular:	$L_a := 3,5 \text{ in}$
* Lado b del angular:	$L_b := 5 \text{ in}$
* Gramil en lado a:	$g_a := 5,35 \text{ cm}$
* Gramil en lado b:	$g_b := 7,35 \text{ cm}$



Fuente: Elaboración propia.

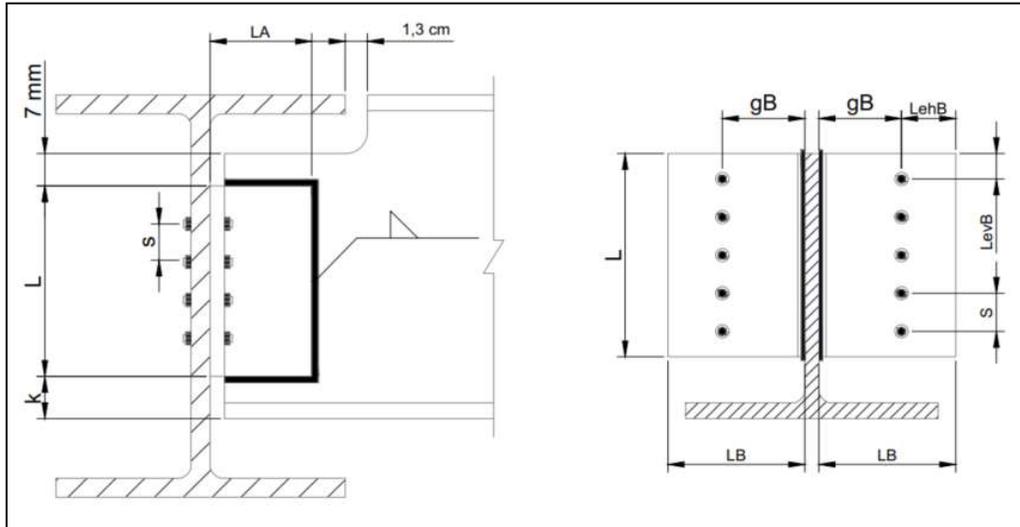
5. Propiedades de los pernos.

* <u>Designación:</u>	A325
* <u>Roscas excluidas o no excluidas:</u>	No excluidas - N
<u>Perforación:</u>	Estándar
* <u>Resistencia nominal al cortante:</u>	$F_{nv} := 54 \text{ ksi}$
* <u>Diámetro propuesto:</u>	$d := \frac{3}{4} \text{ in}$
* <u>Número de pernos propuesto:</u>	$n := 3$
* <u>Separación entre pernos:</u>	$s := 3 \text{ in}$
* <u>Distancia mínima con borde:</u>	$dist_{min} := 1 \text{ in}$
* <u>Ancho de la perforación:</u>	$p := \frac{13}{16} \text{ in}$

6. Propiedades de las soldaduras.

* <u>Designación del electrodo (sección J2.6 del AISC 360-16)</u>	E70XX
* <u>Tamaño de soldadura (ver tabla J2.4 del AISC 360-16)</u>	$w := \frac{3}{16} \text{ in}$
* <u>Resistencia del Electrodo (sección J2.6 del AISC 360-16)</u>	$S := 70 \text{ ksi}$

6. Revisión de dimensiones en la conexión.



Fuente: Elaboración propia.

A continuación se calculan los valores $Lehb$ y $Levb$ de la figura anterior, los cuales se utilizan para verificar las distancias mínimas para pernos.

$$Lehb := Lb - gb = 2,1063 \text{ in}$$

$$Lehb = 5,35 \text{ cm}$$

$$Lev := \frac{LA - s \cdot (n - 1)}{2} = 1,1929 \text{ in}$$

$$Lev = 3,03 \text{ cm}$$

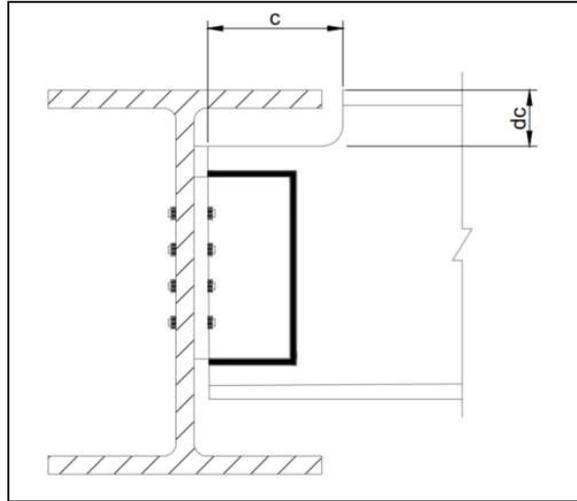
A continuación se calculan los valores del tamaño de la soldadura.

Número de dieciseisavos de pulgadas del tamaño de soldadura (w)

$$D := \frac{w}{\frac{1}{16} \text{ in}} = 3$$

Espeor mínimo para la viga apoyada con soldadura de filete doble (ecuación 9-3 del manual del AISC -2017)

$$twv_{\text{mín}} := \frac{6,19 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \cdot D}{65 \text{ ksi}} = 0,2857 \text{ in}$$



Fuente: Elaboración propia.

A continuación se calculan los valores c y dc para el recorte de la viga para que calce en la de apoyo.

$$dc := kV + tfV = 1,735 \text{ in}$$

$$dc = 4,4069 \text{ cm}$$

* Colocar el recorte vertical propuesto que cumpla con el valor mínimo

$$dc := 5 \text{ cm}$$

$$c := 0,5 \cdot bfV - 0,5 \cdot twV - 0,5 \text{ in} + 0,75 \text{ in} = 4,17 \text{ in}$$

$$c = 10,5918 \text{ cm}$$

* Colocar el recorte horizontal propuesto que cumpla con el valor mínimo

$$c := 10 \text{ cm}$$

Valor k

$$k := dv - kv - LA - dc - 0,25 \text{ in} = 6,1457 \text{ in}$$

$$k = 15,61 \text{ cm}$$

Se procede a realizar la revisión de las dimensiones de la conexión para que calcen los elementos.

Revisión que el peralte recortado de la viga apoyada calce en el alma de la viga de apoyo

```
Calce_Peralte := if dv - 2 · kv ≥ dv - dc = "Cumple."
                "Cumple."
                else
                "No Cumple"
```

Revisión de la longitud de cada angular

```

Longitud_Angulares := if ( LA ≤ dv - dc - kv ) ∧ ( LA ≥  $\frac{dv - 2 \cdot kv}{2}$  ) = "Cumple."
                    "Cumple."
                    else
                    "No cumple."

```

La longitud de los angulares debe ajustarse al espacio disponible de la viga apoyada y debe de ser al menos la mitad del espacio trabajable de esta para garantizar estabilidad (Vinnakota, 2006).

Revisión de la distancia mínima horizontal entre el borde del angular y la fila de pernos para el lado B (tabla J3.4 del AISC 360-16)

```

LehB_Angular := if Lehb ≥ dist_min = "Cumple."
                "Cumple."
                else
                "No Cumple"

```

Revisión de la distancia mínima vertical entre el borde del angular y la perforación al extremo para ambos lados (tabla J3.4 del AISC 360-16)

```

LevB_Angular := if Lev ≥ dist_min = "Cumple."
                "Cumple."
                else
                "No Cumple"

```

Revisión del cumplimiento del valor mínimo de k (capítulo 10 del manual del AISC-2017)

```

Valor_k := if k ≥ 0,25 in = "Cumple."
            "Cumple."
            else
            "No Cumple"

```

Revisión del espesor mínimo de viga apoyada con dos soldaduras de filete (capítulo 10 del manual del AISC-2017)

```

Espesor_viga := if twv ≥ twv_min = "Cumple."
                 "Cumple."
                 else
                 "No Cumple"

```

7. Revisión de estados límites en la viga apoyada (v).

7.1 Resistencia a la ruptura por bloque de cortante (sección J4.3 del AISC 360-16)

$$\begin{aligned} \text{Área bruta del plano a cortante} \quad Agv &:= (LA + 7 \text{ mm}) \cdot twv = 3,0748 \text{ in}^2 \\ Agv &= 19,8374 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Área neta del plano a cortante} \quad Anv &:= Agv = 3,0748 \text{ in}^2 \\ Anv &= 19,8374 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Área neta del plano a tensión} \quad Ant &:= (La - 0,75 \text{ in}) \cdot twv = 0,9762 \text{ in}^2 \\ Ant &= 6,2984 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Resistencia nominal mínima ajustada al estado de límite BSR (ecuación J4-5 del AISC 360-16)

$$\begin{aligned} \phi Rn_BSR &:= [0,75 \cdot (0,6 \cdot 65 \text{ ksi} \cdot Anv + 1 \cdot 65 \text{ ksi} \cdot Ant) \quad 0,75 \cdot (0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot Agv + 1 \cdot 65 \text{ ksi} \cdot Ant)] \\ \phi Rn_BSR &= [137,5302 \quad 116,7753] \text{ kip} \\ \phi Rn_BSR &= [62,3826 \quad 52,9684] \text{ tonnef} \\ \phi Rn_BSR &:= \min(\phi Rn_BSR) \end{aligned}$$

Comprobación resistencia al estado límite de BSR

$$Vu = [6,3503 \quad 27,2155] \text{ tonnef} \leq \phi Rn_BSR = 52,9684 \text{ tonnef}$$

$$\begin{aligned} \text{Cumplimiento_BSR} &:= \text{if} \left(\phi Rn_BSR \geq Vu_{11} \right) \wedge \left(\phi Rn_BSR \geq Vu_{12} \right) = \text{"Cumple."} \\ &\quad \text{"Cumple."} \\ &\quad \text{else} \\ &\quad \text{"NO cumple"} \end{aligned}$$

7.2 Resistencia a la fluencia y ruptura por cortante (sección J4.2 del AISC 360-16)

$$\begin{aligned} \text{Área bruta en cortante} \quad Agv &:= (dv - dc) \cdot twv = 5,6912 \text{ in}^2 \\ Agv &= 36,7172 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Área neta en cortante} \quad Anv &:= Agv = 5,6912 \text{ in}^2 \\ Anv &= 36,7172 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Resistencia nomina mínima ajustada a la fluencia y ruptura por cortante (ecuaciones J4-3 y J4-4 del AISC 360-16)

$$\phi Rn_S := [1 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot A_{gv} \quad 0,75 \cdot 0,6 \cdot 65 \text{ ksi} \cdot A_{nv}]$$

$$\phi Rn_S = [170,7354 \quad 166,467] \text{ kip}$$

$$\phi Rn_S = [77,4443 \quad 75,5082] \text{ tonnef}$$

$$\phi Rn_S := \min(\phi Rn_S)$$

Comprobación resistencia al estado límite de SY & SR

$$Vu = [6,3503 \quad 27,2155] \text{ tonnef} \leq \phi Rn_S = 75,5082 \text{ tonnef}$$

$$\text{Cumplimiento}_{SY_SR} := \text{if} \left(\phi Rn_S \geq Vu_{11} \right) \wedge \left(\phi Rn_S \geq Vu_{12} \right) = \text{"Cumple."}$$

$$\text{"Cumple."}$$

$$\text{else}$$

$$\text{"NO cumple"}$$

7.3 Resistencia a la fluencia por flexión (capítulo 9 del manual del AISC del 2017)

Se determina la resistencia a la fluencia por flexión considerando el pandeo local del alma de la viga con un recorte en el patín superior.

* Colocar el módulo de sección elástico de la viga considerando el valor de recorte vertical dc (tabla 9-2 del manual del AISC-2017)

$$S_{net} := 23,4 \text{ in}^3$$

* Colocar el módulo de sección plástico de la viga considerando el valor de recorte vertical dc (tabla IV -11 del manual del AISC-2017)

$$Z_{net} := 42,5 \text{ in}^3$$

Peralte recortado de la viga apoyada

$$h_0 := d_v - d_c = 16,0315 \text{ in}$$

$$h_0 = 40,72 \text{ cm}$$

Valor del coeficiente k de la ecuación 9-10 del manual del AISC-2017

$$k := \text{if} \frac{c}{h_0} \leq 1 \quad = 22,3154$$

$$2,2 \cdot \left(\frac{h_0}{c} \right)^{1,65}$$

$$\text{else}$$

$$2,2 \cdot \left(\frac{h_0}{c} \right)$$

Valor del coeficiente f de la ecuación 9-10 del manual del AISC-2017

$$f := \text{if } \frac{c}{h0} \leq 1 = 0,4374$$

$$2 \cdot \left(\frac{c}{dv} \right)$$

else

$$1 + \frac{c}{dv}$$

Limitación del coeficiente f de la ecuación 9-14 del manual del AISC-2017

$$f := \text{if } (f \leq 3) = 0,4374$$

f

else

3

Coeficiente k1 (ecuación 9-10 del manual del AISC-2017)

$$k1 := f \cdot k = 9,7618$$

Limitación del coeficiente k de la ecuación 9-10 del manual del AISC-2017

$$k1 := \text{if } k1 \geq 1,61 = 9,7618$$

k1

else

1,61

Esbeltez del alma de la viga con peralte recortado (ecuaciones 9-11 y 9-12 del manual del AISC-2017)

$$\lambda := \frac{h0}{twv} = 45,1591$$

$$\lambda_p := 0,475 \cdot \sqrt{\frac{k1 \cdot 29000 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}}} = 35,7415$$

Momento nominal de fluencia

$$My := 50 \text{ ksi} \cdot S_{net} = 97,5 \text{ kip ft}$$

$$My = 13,4799 \text{ tonnef m}$$

Momento nominal de ruptura por flexión

$$Mp := 50 \text{ ksi} \cdot Z_{net} = 177,0833 \text{ kip ft}$$

$$Mp = 24,4826 \text{ tonnef m}$$

Esfuerzo crítico de fluencia (ecuación 9-9 del manual del AISC-2017)

$$F_{cr} := \frac{0,903 \cdot 29000 \text{ ksi} \cdot k1}{\lambda^2} = 125,3498 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = 8812,9627 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Momento nominal ajustado de fluencia (sección 9 del manual del AISC-2017)

$$\phi M_n := \begin{cases} \lambda \leq \lambda_p & 0,9 \cdot M_p & = 140,5022 \text{ kip ft} \\ \text{else} & \text{if } (\lambda_p < \lambda) \wedge (\lambda \leq 2 \cdot \lambda_p) & \\ & 0,9 \cdot \left(M_p - (M_p - M_y) \cdot \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} - 1 \right) \right) & \\ \text{else} & 0,9 \cdot F_{cr} \cdot S_{net} & \end{cases}$$

$$\phi M_n = 19,4251 \text{ tonnef m}$$

Excentricidad para estimar el momento último (ecuación 9-5a del manual del AISC-2017)

$$e := c + 0,5 \text{ in} = 4,437 \text{ in}$$

$$e = 0,1127 \text{ m}$$

Momentos últimos

$$M_{U1} := V_{U1} \cdot e = 0,7157 \text{ tonnef m}$$

$$M_{U2} := V_{U2} \cdot e = 3,0672 \text{ tonnef m}$$

$$M_u := [M_{U1} \ M_{U2}] = [0,7157 \ 3,0672] \text{ tonnef m}$$

Comprobación resistencia al estado límite de FY

$$M_u = [0,7157 \ 3,0672] \text{ tonnef m} \leq \phi M_n = 19,4251 \text{ tonnef m}$$

$$\text{Cumplimiento}_{FY} := \begin{cases} \phi M_n \geq M_{u1} \wedge \phi M_n \geq M_{u2} & \text{"Cumple."} \\ \text{else} & \text{"NO cumple"} \end{cases}$$

8. Revisión de estados límites en los angulares (A).**8.1 Resistencia a la ruptura por bloque de cortante (sección J4.3 del AISC 360-16)**Área bruta del plano a cortante

$$A_{gv} := ((n - 1) \cdot s + L_{ev}) \cdot t_A = 1,7982 \text{ in}^2$$

$$A_{gv} = 11,6014 \text{ cm}^2$$

Área neta del plano a cortante

$$A_{nv} := A_{gv} - (n - 0,5) \cdot \left(p + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \cdot t_A = 1,2514 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} = 8,0732 \text{ cm}^2$$

Área neta del plano a tensión

$$A_{nt} := \left(L_{ehb} - 0,5 \cdot \left(p + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \right) \cdot t_A = 0,4172 \text{ in}^2$$

$$Ant = 2,6916 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal mínima ajustada al estado de límite BSR (ecuación J4-5 del AISC 360-16)

$$\phi Rn_{BSR} := [0,75 \cdot (0,658 \text{ ksi} \cdot Anv + 1,58 \text{ ksi} \cdot Ant) \quad 0,75 \cdot (0,636 \text{ ksi} \cdot Agv + 1,58 \text{ ksi} \cdot Ant)]$$

$$\phi Rn_{BSR} = [50,8085 \quad 47,2795] \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{BSR} = [23,0464 \quad 21,4456] \text{ tonnef}$$

$$\phi Rn_{BSR} := \min(\phi Rn_{BSR})$$

Comprobación resistencia al estado límite de BSR

$$Vu = [6,3503 \quad 27,2155] \text{ tonnef} \leq 2 \cdot \phi Rn_{BSR} = 42,8912 \text{ tonnef}$$

$$\text{Cumplimiento}_{BSR} := \text{if} \left(2 \cdot \phi Rn_{BSR} \geq Vu_{11} \right) \wedge \left(2 \cdot \phi Rn_{BSR} \geq Vu_{12} \right) = \text{"Cumple."}$$

"Cumple."
else
"NO cumple"

8.2 Resistencia al aplastamiento por pernos (sección J3.10 del AISC 360-16)

Distancia libre entre el borde de la viga y la perforación al extremo

$$Lc1 := Lev - \frac{\left(p + \frac{1}{16} \text{ in} \right)}{2} = 0,7554 \text{ in}$$

$$Lc1 = 1,9188 \text{ cm}$$

Distancia libre entre perforaciones

$$Lc2 := s - \left(p + \frac{1}{16} \text{ in} \right) = 2,125 \text{ in}$$

$$Lc2 = 5,3975 \text{ cm}$$

Resistencia nominal ajustada al aplastamiento y desgarre en el perno del borde considerando la deformación (ecuación J3-6a del AISC 360-16)

$$\phi Rn_{borde} := [0,75 \cdot 2,4 \cdot d \cdot tA \cdot 58 \text{ ksi} \quad 0,75 \cdot 1,2 \cdot Lc1 \cdot tA \cdot 58 \text{ ksi}]$$

$$\phi Rn_{borde} = [19,575 \quad 9,8581] \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{borde} = [8,8791 \quad 4,4716] \text{ tonnef}$$

$$\phi Rn_{borde} := \min(\phi Rn_{borde})$$

Resistencia nominal ajustada al aplastamiento y desgarre en el resto de pernos considerando la deformación (ecuación J3-6a del AISC 360-16)

$$\phi Rn_{\text{resto}} := [0,75 \cdot 2,4 \cdot d \cdot tA \cdot 58 \text{ ksi } \quad 0,75 \cdot 1,2 \cdot Lc2 \cdot tA \cdot 58 \text{ ksi }]$$

$$\phi Rn_{\text{resto}} = [19,575 \quad 27,7313] \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{\text{resto}} = [8,8791 \quad 12,5787] \text{ tonnef}$$

$$\phi Rn_{\text{resto}} := \min(\phi Rn_{\text{resto}})$$

Resistencia nominal ajustada de todas las perforaciones al estado límite BB

$$\phi Rn_{BB} := \phi Rn_{\text{borde}} + (n - 1) \cdot \phi Rn_{\text{resto}} = 49,0081 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{BB} = 22,2297 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de BB

$$Vu = [6,3503 \quad 27,2155] \text{ tonnef} \leq 2 \cdot \phi Rn_{BB} = 44,4594 \text{ tonnef}$$

$$\text{Cumplimiento}_{BB} := \text{if} \left(2 \cdot \phi Rn_{BB} \geq Vu_{11} \right) \wedge \left(2 \cdot \phi Rn_{BB} \geq Vu_{12} \right) = \text{"Cumple."}$$

"Cumple."
else
"NO cumple"

8.3 Resistencia a la fluencia y ruptura por cortante (sección J4.2 del AISC 360-16)

Área bruta en cortante

$$Agv := LA \cdot tA = 2,0965 \text{ in}^2$$

$$Agv = 13,5255 \text{ cm}^2$$

Área neta en cortante

$$Anv := \left(LA - n \cdot \left(p + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \right) \cdot tA = 1,4402 \text{ in}^2$$

$$Anv = 9,2916 \text{ cm}^2$$

Resistencia nomina mínima ajustada a la fluencia y ruptura por cortante (ecuaciones J4-3 y J4-4 del AISC 360-16)

$$\phi Rn_S := [1 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot Agv \quad 0,75 \cdot 0,6 \cdot 65 \text{ ksi} \cdot Anv]$$

$$\phi Rn_S = [62,8937 \quad 42,126] \text{ kip}$$

$$\phi Rn_S = [28,5281 \quad 19,1081] \text{ tonnef}$$

$$\phi Rn_S := \min(\phi Rn_S)$$

Comprobación resistencia al estado límite de SY & SR

$$Vu = [6,3503 \ 27,2155] \text{ tonnef} \leq 2 \cdot \phi Rn_S = 38,2161 \text{ tonnef}$$

```
Cumplimiento_SY_SR := if (2 * phi Rn_S >= Vu_1_1) ^ (2 * phi Rn_S >= Vu_1_2) = "Cumple."
                        "Cumple."
                        else
                        "NO cumple"
```

9. Revisión de estados límites en la viga de apoyo (V).**9.1 Resistencia al aplastamiento por pernos (sección J3.10 del AISC 360-16)**Distancia libre entre perforaciones

$$Lc := s - \left(p + \frac{1}{16} \text{ in} \right) = 2,125 \text{ in}$$

$$Lc = 5,3975 \text{ cm}$$

Resistencia nominal ajustada al aplastamiento y
desgarre de los pernos considerando la
deformación (ecuación J3-6a del AISC 360-16)

$$\phi Rn_BB := [0,75 \cdot 2,4 \cdot d \cdot twV \cdot 65 \text{ ksi} \ 0,75 \cdot 1,2 \cdot Lc \cdot twV \cdot 65 \text{ ksi}]$$

$$\phi Rn_BB = [35,1 \ 49,725] \text{ kip}$$

$$\phi Rn_BB = [15,9211 \ 22,5549] \text{ tonnef}$$

$$\phi Rn_BB := \min(\phi Rn_BB)$$

Resistencia nominal ajustada de todas las
perforaciones al estado límite BB

$$\phi Rn_BB := n \cdot \phi Rn_BB = 105,3 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_BB = 47,7633 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de BB

$$Vu = [6,3503 \ 27,2155] \text{ tonnef} \leq \phi Rn_BB = 47,7633 \text{ tonnef}$$

```
Cumplimiento_BB := if (phi Rn_BB >= Vu_1_1) ^ (phi Rn_BB >= Vu_1_2) = "Cumple."
                    "Cumple."
                    else
                    "NO cumple"
```

10. Revisión de pernos a cortante.

10.1 Resistencia de pernos a cortante simple en la viga de apoyo (sección J3.7 del AISC 360-16)

Área trasversal del perno

$$A_t := \pi \cdot \left(\frac{d}{2} \right)^2 = 0,4418 \text{ in}^2$$

Resistencia nominal ajustada a cortante simple para el grupo de pernos

$$\phi R_{n_BS} := 0,75 \cdot n \cdot A_t \cdot F_{nv} = 53,6771 \text{ kip}$$

$$\phi R_{n_BS} = 24,3475 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de BS simple

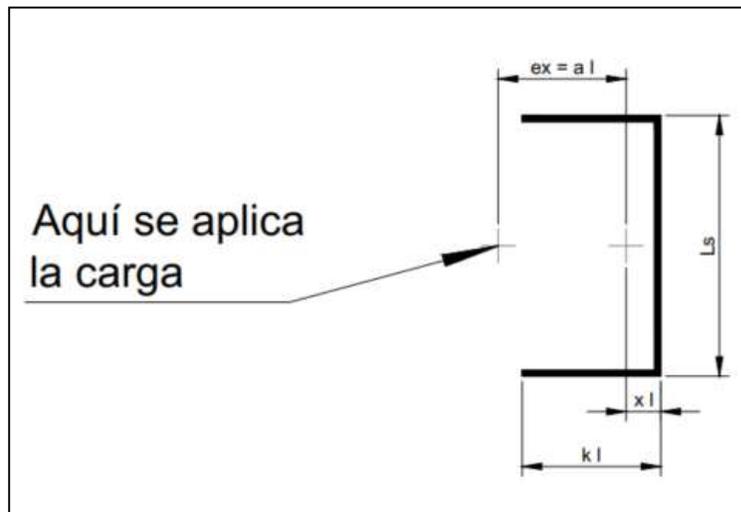
$$V_u = [6,3503 \text{ } 27,2155] \text{ tonnef} \leq \phi R_{n_BS} = 24,3475 \text{ tonnef}$$

$$\text{Cumplimiento_BS} := \text{if} \left(\phi R_{n_BS} \geq \frac{V_u}{2} \right) \wedge \left(\phi R_{n_BS} \geq \frac{V_u}{2} \right) = \text{"Cumple."}$$

"Cumple."
else
"NO cumple"

11. Revisión de las soldaduras en la viga apoyada.

Para determinar la resistencia de la soldadura, se debe calcular es desgarré por cortante del grupo de soldaduras que forman la "C" invertida de acuerdo con la tabla 8-8 del manual del AISC-2017 para un ángulo igual a cero.



Fuente: Elaboración propia.

Longitud de la soldadura de filete

$$L_s := L_A = 8,3858 \text{ in}$$

$$L_s = 21,3 \text{ cm}$$

Cálculo del coeficiente k1 (tabla 8-8 del manual del AISC-2017)

$$k_1 := L_a - 0,5 \text{ in} = 3 \text{ in}$$

Cálculo del coeficiente k (tabla 8-8 del manual del AISC-2017)

$$k := \frac{k_1}{L_s} = 0,3577$$

Se procede a determina x interpolando los valores para el rango al que pertenece k según la Tabla 8-8 del manual del AISC-2017.

* Colocar los intervalos a los que pertenece el coeficiente k (tabla 8-8 del manual del AISC-2017)

$$k_{_1} := 0,3$$

$$k_{_2} := 0,4$$

* Colocar los intervalos a los que pertenece el coeficiente x (tabla 8-8 del manual del AISC-2017)

$$x_{_1} := 0,056$$

$$x_{_2} := 0,089$$

Interpolación para determinar el coeficiente x

$$x := \left(\frac{x_{_2} - x_{_1}}{k_{_2} - k_{_1}} \right) \cdot k + x_{_1} - \left(\frac{x_{_2} - x_{_1}}{k_{_2} - k_{_1}} \right) \cdot k_{_1} = 0,0751$$

Cálculo del coeficiente x1 (tabla 8-8 del manual del AISC-2017)

$$x_1 := x \cdot L_s = 0,6294 \text{ in}$$

Cálculo de la excentricidad (tabla 8-8 del manual del AISC-2017)

$$e_x := L_a - x_1 = 2,8706 \text{ in}$$

Cálculo del coeficiente a1 (tabla 8-8 del manual del AISC-2017)

$$a_1 := e_x = 2,8706 \text{ in}$$

Cálculo del coeficiente a (tabla 8-8 del manual del AISC-2017)

$$a := \frac{e_x}{L_s} = 0,3423$$

Se procede a determina C interpolando los valores para el rango al que pertenece k y a según la Tabla 8-8 del manual del AISC-2017. Se debe realizar una interpolación doble.

* Colocar los intervalos a los que pertenece el coeficiente a (tabla 8-8 del manual del AISC-2017)

$$a_{_1} := 0,3$$

$$a_{_2} := 0,4$$

* Colocar los intervalos a los que pertenece el coeficiente C (tabla 8-8 del manual del AISC-2017)

$$C_{_11} := 2,79 \quad C_{_12} := 3,23$$

$$C_{_21} := 2,45 \quad C_{_22} := 2,84$$

Intervalos a los que pertenece el coeficiente k (tabla 8-8 del manual del AISC-2017)

$$k_{_1} = 0,3$$

$$k_{_2} = 0,4$$

Interpolación doble para determinar el coeficiente C

$$A := C_{_11} \cdot (a - a_{_2}) \cdot (k - k_{_2}) = 0,0068$$

$$B := C_{_12} \cdot (a - a_{_2}) \cdot (k - k_{_1}) = -0,0108$$

$$C := C_{_21} \cdot (a - a_{_1}) \cdot (k - k_{_2}) = -0,0044$$

$$D := C_{_22} \cdot (a - a_{_1}) \cdot (k - k_{_1}) = 0,0069$$

$$C := \frac{1}{(a_{_2} - a_{_1}) \cdot (k_{_2} - k_{_1})} \cdot (A - B - C + D) = 2,888$$

* Colocar el coeficiente C1 (tabla 8-3 del manual del AISC-2017)

$$C1 := 1$$

Número de dieciseisavos de pulgadas en el tamaño de la soldadura de filete (w)

$$D := \frac{w}{\frac{1}{16} \text{ in}} = 3$$

Resistencia nominal ajustada al desgarre por cortante en la soldadura "C" invertida

$$\phi Rn1 := 2 \cdot 0,75 \cdot C \cdot C1 \cdot D \cdot Ls \frac{\text{kip}}{\text{in}} = 108,9821 \text{ kip}$$

$$\phi Rn1 = 49,4335 \text{ tonnef}$$

Luego se determina la resistencia del metal base. La tabla J2.5 del AISC 360-16 establece que para su resistencia en soldaduras de filete a cortante debe verificarse la resistencia a la ruptura por cortante, sin embargo no existe una forma clara de determinar dicha resistencia para una soldadura en forma de "C" invertida, por lo que se utilizará la aproximación sugerida por Davis en el seminario Fundamentals of Connection Design del AISC del 2019.

Resistencia nominal ajustada de la viga a la ruptura por cortante por unidad de longitud

$$\phi V_n := 0,75 \cdot 0,6 \cdot 65 \text{ ksi} \cdot t_{wv} \cdot 1 \text{ in} = 10,3838 \text{ kip}$$

Resistencia a la ruptura de una soldadura de filete de electrodo 70

$$w_d := 1,392 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \cdot D \cdot 1 \text{ in} = 4,176 \text{ kip}$$

Resistencia nominal ajustada del metal base de ambas soldaduras de filete en forma de "C" invertida

$$\phi R_{n2} := \phi R_{n1} \cdot \frac{\phi V_n}{2 \cdot w_d} = 135,4937 \text{ kip}$$

$$\phi R_{n2} = 61,4589 \text{ tonnef}$$

Resistencia nominal mínima ajustada al estado límite W

$$\phi R_n := [\phi R_{n1} \quad \phi R_{n2}]$$

$$\phi R_{n_W} := \min(\phi R_n) = 108,9821 \text{ kip}$$

$$\phi R_{n_W} = 49,4335 \text{ tonnef}$$

Comprobación de resistencia al estado límite W

$$V_u = [6,3503 \quad 27,2155] \text{ tonnef} \leq \phi R_{n_W} = 49,4335 \text{ tonnef}$$

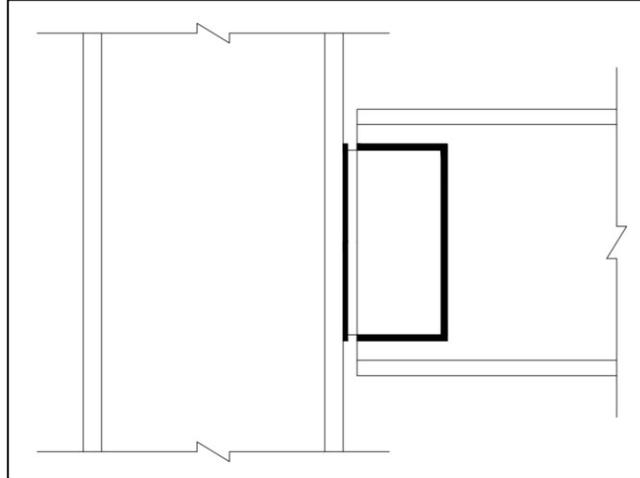
$$\text{Cumplimiento_BS} := \text{if} \left(\phi R_{n_W} \geq V_{u \ 1 \ 1} \right) \wedge \left(\phi R_{n_W} \geq V_{u \ 1 \ 2} \right) = \text{"Cumple."}$$

"Cumple."
else
"NO cumple"

Conexión con Angulares Dobles Totalmente Soldados

Consideraciones generales:

- Los valores de tablas del AISC se reciben en unidades del sistema imperial y lo que solicita colocar en unidades del SI.
- Los títulos con asterisco * indican que el valor se modifica manualmente, además de que las variables están en color negro.
- Las variables en azul se calculan automáticamente.
- Los perfiles W para la viga y columna se asume que son de acero A992 y los angulares de acero A36.
- La viga se apoya en el patín de la columna.



Fuente: Elaboración propia.

1. Reacciones por cargas gravitacionales en la conexión.

* Reacción por cargas permanentes: $VP := 37,5 \text{ kip}$

* Reacción por cargas temporales: $VT := 113 \text{ kip}$

* Factor fR (sección 6.2 del CSCR-2010): $fR := 1$

Combinaciones de carga última (sección 6.2 del CSCR-2010):

CU-1: $VU1 := 1,4 \cdot VP = 23,8136 \text{ tonnef}$

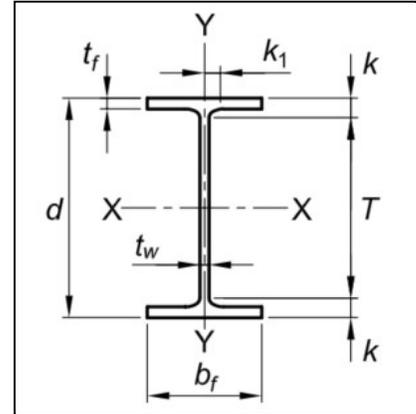
CU-2: $VU2 := 1,2 \cdot VP + 1,6 \cdot fR \cdot VT = 102,4212 \text{ tonnef}$

$Vu := [VU1 \ VU2] = [23,8136 \ 102,4212] \text{ tonnef}$

2. Propiedades de la viga apoyada (v).

Las propiedades de la viga se toman de la tabla 1-1 del manual del AISC del 2017:

* Designación de la viga:	W 36 X 231
* Peralte:	$d_v := 36,5 \text{ in}$
* Ancho de patines:	$b_{fv} := 16,5 \text{ in}$
* Espesor del alma:	$t_{wv} := 0,760 \text{ in}$
* Espesor de patines:	$t_{fv} := 1,25 \text{ in}$
* Valor k:	$k_v := 2,21 \text{ in}$

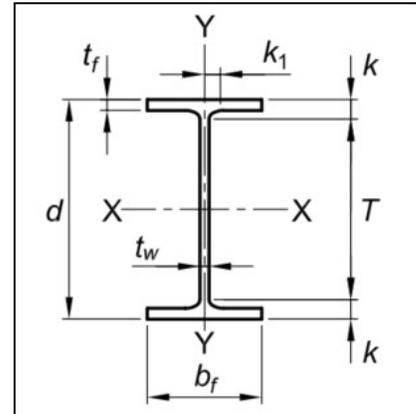


Fuente: AISC, 2017.

2. Propiedades de la columna (C).

Las propiedades de la viga se toman de la tabla 1-1 del manual del AISC del 2017:

* Designación de la viga:	W 14 X 90
* Peralte:	$d_C := 14 \text{ in}$
* Ancho de patines:	$b_{fC} := 14,5 \text{ in}$
* Espesor del alma:	$t_{wC} := 0,44 \text{ in}$
* Espesor de patines:	$t_{fC} := 0,71 \text{ in}$
* Valor k:	$k_C := 1,31 \text{ in}$

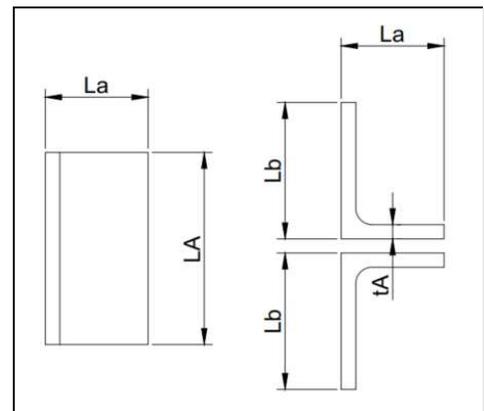


Fuente: AISC, 2017.

2. Propiedades de los angulares (A).

Las propiedades de la viga se toman de las tablas 1-7 y 1-7a del manual del AISC del 2017:

* Designación de la viga:	2L 4 X 3 1/2 X 5/16 X 2'
* Longitud del angular:	$L_A := 60 \text{ cm}$
* Espesor del angular:	$t_A := 0,3125 \text{ in}$
* Lado a del angular:	$L_a := 3,5 \text{ in}$
* Lado b del angular:	$L_b := 4 \text{ in}$



Fuente: Elaboración propia.

5. Propiedades de las soldaduras.

* Designación del electrodo (sección J2.6 del AISC 360-16)

E70XX

* Tamaño de soldadura en el lado a (ver tabla J2.4 del AISC 360-16)

$$w_a := \frac{3}{16} \text{ in}$$

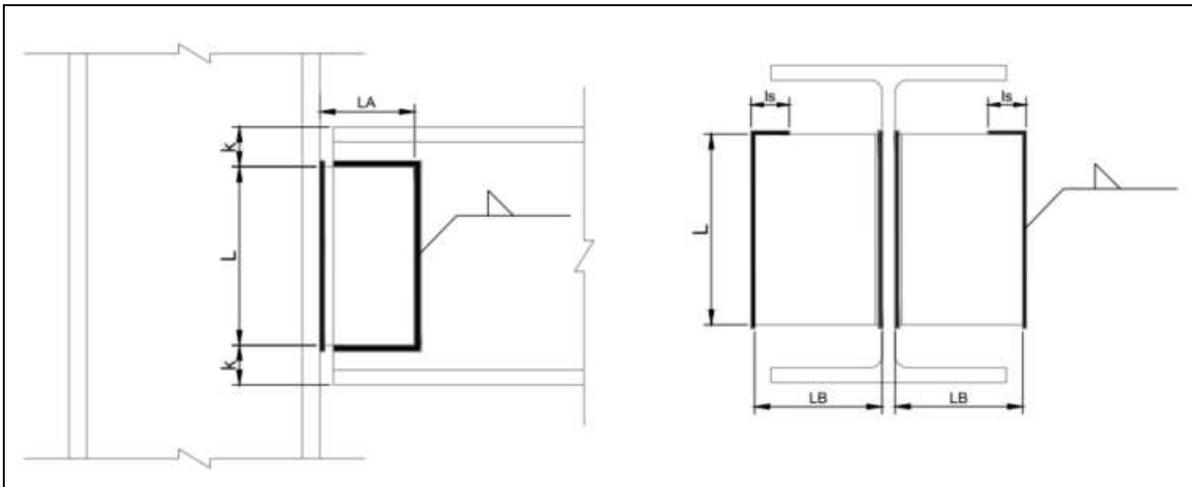
* Tamaño de soldadura en el lado b (ver tabla J2.4 del AISC 360-16)

$$w_b := \frac{1}{4} \text{ in}$$

* Resistencia del Electrodo (sección J2.6 del AISC 360-16)

$S := 70 \text{ ksi}$

6. Revisión de dimensiones en la conexión.



Fuente: Elaboración propia.

A continuación se calculan los valores del tamaño de la soldadura.

Longitud de soldadura L

$$l_s := 2 \cdot w_b = 0,5 \text{ in}$$

$$l_s = 1,27 \text{ cm}$$

Número de dieciseisavos de pulgadas del tamaño de la soldadura en el lado a (w_a)

$$D_a := \frac{w_a}{\frac{1}{16} \text{ in}} = 3$$

Número de dieciseisavos de pulgadas del tamaño de la soldadura en el lado b (wb)

$$Db := \frac{wb}{\frac{1}{16} \text{ in}} = 4$$

Espesor mínimo para la viga apoyada con soldadura de filete doble (ecuación 9-3 del manual del AISC-2017)

$$twv_{\text{mín}} := \frac{6,19 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \cdot Da}{65 \text{ ksi}} = 0,2857 \text{ in}$$

Espesor mínimo para el patín de la columna con soldadura de filete simple (ecuación 9-3 del manual del AISC-2017)

$$tC_{\text{mín}} := \frac{6,19 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \cdot Da}{65 \text{ ksi}} = 0,2857 \text{ in}$$

Valor k

$$k := \frac{dv - LA}{2} = 6,439 \text{ in}$$

$$k = 16,355 \text{ cm}$$

Se procede a realizar la revisión de las dimensiones de la conexión para que calcen los elementos.

Revisión de la longitud de cada angular

$$\text{Longitud_Angulares} := \text{if } (LA \leq dv - 2 \cdot kv) \wedge \left(LA \geq \frac{dv - 2 \cdot kv}{2} \right) = \text{"Cumple."}$$

"Cumple."
else
"No cumple."

La longitud de los angulares debe ajustarse al espacio disponible de la viga apoyada y debe de ser al menos la mitad del espacio trabajable de esta para garantizar estabilidad (Vinnakota, 2006).

Revisión del cumplimiento del valor mínimo de k (capítulo 10 del manual del AISC-2017)

$$\text{Valor_k} := \text{if } k \geq 0,25 \text{ in} = \text{"Cumple."}$$

"Cumple."
else
"No Cumple"

Revisión del espesor mínimo de viga apoyada con dos soldaduras de filete (capítulo 10 del manual del AISC-2017)

$$\text{Espesor_viga} := \text{if } twv \geq twv_{\text{mín}} = \text{"Cumple."}$$

"Cumple."
else
"No Cumple"

Revisión del espesor mínimo del apoyo en la columna con dos soldaduras de filete (capítulo 10 del manual del AISC-2017)

```

Espesor_viga := if twv ≥ twv_min = "Cumple."
                "Cumple."
                else
                "No Cumple"

```

Revisión del espesor mínimo de los patines de la columna de apoyo (capítulo 10 del manual del AISC-2017)

```

Espesor_Columna := if tfc ≥ tc_min = "Cumple."
                    "Cumple."
                    else
                    "No Cumple"

```

7. Revisión de estados límites en los angulares (A).

7.1 Resistencia a la fluencia y ruptura por cortante (sección J4.2 del AISC 360-16)

Área bruta en cortante

```

Agv := LA · tA = 7,3819 in2
Agv = 47,625 cm2

```

Área neta en cortante

```

Anv := Agv = 7,3819 in2
Anv = 47,625 cm2

```

Resistencia nominal mínima ajustada a la fluencia y ruptura por cortante (ecuaciones J4-3 y J4-4 del AISC 360-16)

```

φRn_S := [ 1·0,6·36 ksi·Agv 0,75·0,6·58 ksi·Anv ]
φRn_S = [ 159,4488 192,6673 ] kip
φRn_S = [ 72,3248 87,3924 ] tonnef
φRn_S := min ( φRn_S )

```

Comprobación resistencia al estado límite de SY & SR

$$Vu = [23,8136 \ 102,4212] \text{ tonnef} \leq 2 \cdot \phi Rn_S = 144,6495 \text{ tonnef}$$

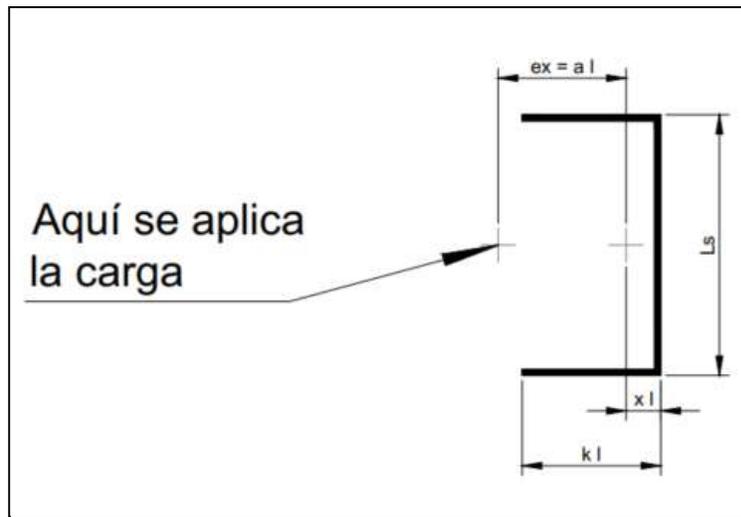
```

Cumplimiento_SY_SR := if ( 2·φRn_S ≥ Vu11 ) ∧ ( 2·φRn_S ≥ Vu12 ) = "Cumple."
                        "Cumple."
                        else
                        "NO cumple"

```

8. Revisión de las soldaduras en la viga apoyada (Wa).

Para determinar la resistencia de la soldadura, se debe calcular es desgarre por cortante del grupo de soldaduras que forman la "C" invertida de acuerdo con la tabla 8-8 del manual del AISC-2017 para un ángulo igual a cero.



Fuente: Elaboración propia.

Longitud de la soldadura de filete

$$L_s := L_a = 23,622 \text{ in}$$

$$L_s = 60 \text{ cm}$$

Cálculo del coeficiente k1 (tabla 8-8 del manual del AISC-2017)

$$k_l := L_a - 0,5 \text{ in} = 3 \text{ in}$$

Cálculo del coeficiente k (tabla 8-8 del manual del AISC-2017)

$$k := \frac{k_l}{L_s} = 0,127$$

Se procede a determina x interpolando los valores para el rango al que pertenece k según la Tabla 8-8 del manual del AISC-2017.

* Colocar los intervalos a los que pertenece el coeficiente k (tabla 8-8 del manual del AISC-2017)

$$k_1 := 0,1$$

$$k_2 := 0,2$$

* Colocar los intervalos a los que pertenece el coeficiente x (tabla 8-8 del manual del AISC-2017)

$$x_1 := 0,008$$

$$x_2 := 0,029$$

Interpolación para determinar el coeficiente x

$$x := \left(\frac{x_2 - x_1}{k_2 - k_1} \right) \cdot k + x_2 - \left(\frac{x_2 - x_1}{k_2 - k_1} \right) \cdot k_2 = 0,0137$$

Cálculo del coeficiente x1 (tabla 8-8 del manual del AISC-2017)

$$x_1 := x \cdot L_s = 0,3229 \text{ in}$$

Cálculo de la excentricidad (tabla 8-8 del manual del AISC-2017)

$$e_x := L_a - x_1 = 3,1771 \text{ in}$$

Cálculo del coeficiente a1 (tabla 8-8 del manual del AISC-2017)

$$a_1 := e_x = 3,1771 \text{ in}$$

Cálculo del coeficiente a (tabla 8-8 del manual del AISC-2017)

$$a := \frac{e_x}{L_s} = 0,1345$$

Se procede a determina C interpolando los valores para el rango al que pertenece k y a según la Tabla 8-8 del manual del AISC-2017. Se debe realizar una interpolación doble.

* Colocar los intervalos a los que pertenece el coeficiente a (tabla 8-8 del manual del AISC-2017)

$$a_1 := 0,1$$

$$a_2 := 0,15$$

* Colocar los intervalos a los que pertenece el coeficiente C (tabla 8-8 del manual del AISC-2017)

$$C_{11} := 2,28 \quad C_{12} := 2,78$$

$$C_{21} := 2,25 \quad C_{22} := 2,73$$

Intervalos a los que pertenece el coeficiente k (tabla 8-8 del manual del AISC-2017)

$$k_1 = 0,1$$

$$k_2 = 0,2$$

Interpolación doble para determinar el coeficiente C

$$A := C_{11} \cdot (a - a_2) \cdot (k - k_2) = 0,0026$$

$$B := C_{12} \cdot (a - a_2) \cdot (k - k_1) = -0,0012$$

$$C := C_{21} \cdot (a - a_1) \cdot (k - k_2) = -0,0057$$

$$D := C_{22} \cdot (a - a_1) \cdot (k - k_1) = 0,0025$$

$$C := \frac{1}{(a_2 - a_1) \cdot (k_2 - k_1)} \cdot (A - B - C + D) = 2,3906$$

* Colocar el coeficiente C1 (tabla 8-3 del manual del AISC-2017)

$$C1 := 1$$

Número de dieciseisavos de pulgadas en el tamaño de la soldadura de filete (w)

$$D := \frac{wa}{\frac{1}{16} \text{ in}} = 3$$

Resistencia nominal ajustada al desgarre por cortante en la soldadura "C" invertida

$$\phi Rn1 := 2 \cdot 0,75 \cdot C \cdot C1 \cdot D \cdot Ls \frac{\text{kip}}{\text{in}} = 254,1164 \text{ kip}$$

$$\phi Rn1 = 127,0582 \text{ tonf}$$

Luego se determina la resistencia del metal base. La tabla J2.5 del AISC 360-16 establece que para su resistencia en soldaduras de filete a cortante debe verificarse la resistencia a la ruptura por cortante, sin embargo no existe una forma clara de determinar dicha resistencia para una soldadura en forma de "C" invertida, por lo que se utilizará la aproximación sugerida por Davis en el seminario Fundamentals of Connection Design del AISC del 2019.

Resistencia nominal ajustada de la viga a la ruptura por cortante por unidad de longitud

$$\phi Vn := 0,75 \cdot 0,6 \cdot 65 \text{ ksi} \cdot twv \cdot 1 \text{ in} = 22,23 \text{ kip}$$

Resistencia a la ruptura de una soldadura de filete de electrodo 70

$$Wd := 1,392 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \cdot D \cdot 1 \text{ in} = 4,176 \text{ kip}$$

Resistencia nominal ajustada del metal base de ambas soldaduras de filete en forma de "C" invertida

$$\phi Rn2 := \phi Rn1 \cdot \frac{\phi Vn}{2 \cdot Wd} = 676,3658 \text{ kip}$$

$$\phi Rn2 = 306,7944 \text{ tonnef}$$

Resistencia nominal mínima ajustada al estado límite W

$$\phi Rn := [\phi Rn1 \quad \phi Rn2]$$

$$\phi Rn_W := \min(\phi Rn) = 254,1164 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_W = 127,0582 \text{ tonf}$$

Comprobación de resistencia al estado límite Wa

$$Vu = [23,8136 \quad 102,4212] \text{ tonnef} \leq \phi Rn_W = 115,2653 \text{ tonnef}$$

$$Cumplimiento_Wa := \text{if} \left(\phi Rn_W \geq Vu_{11} \right) \wedge \left(\phi Rn_W \geq Vu_{12} \right) = \text{"Cumple."}$$

$$\text{else}$$

$$\text{"NO cumple"}$$

9. Revisión de las soldaduras en la columna (Wb).

Se utiliza el método elástico descrito en la ecuación 10-2a del manual del AISC-2017 para determinar la resistencia a ruptura por cortante de las soldaduras que unen el lado B de los angulares con las alas de la columna.

Excentricidad desde el borde de cada angular hasta en centro del alma de la viga apoyada

$$eB := Lb + \frac{twv}{2} = 4,38 \text{ in}$$

Resistencia nominal ajustada a la ruptura por cortante del metal de soldadura (ecuación 10-2a del manual de AISC-2017)

$$\phi Rn1 := \frac{2 \cdot \left(1,392 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \cdot Db \cdot LA \right)}{\sqrt{1 + 12,96 \cdot \left(\frac{eB}{LA} \right)^2}} = 218,7897 \text{ kip}$$

$$\phi Rn1 = 99,2413 \text{ tonnef}$$

Para determinar la resistencia del metal base, se calcula la resistencia a la ruptura por cortante del ala de la columna considerando la longitud soldada tal y como lo establece la tabla J2.5 del AISC 360-16 para soldaduras de filete.

Área neta en cortante

$$Anv := t_{fc} \cdot LA = 16,7717 \text{ in}^2$$

$$Anv = 108,204 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal ajustada a la ruptura por cortante del metal base (ecuación J4-4 del AISC 360-16)

$$\phi Rn2 := 2 \cdot 0,75 \cdot 0,6 \cdot 65 \text{ ksi} \cdot Anv = 981,1417 \text{ kip}$$

$$\phi Rn2 = 445,0384 \text{ tonnef}$$

Resistencia nominal mínima ajustada al estado límite W

$$\phi Rn := [\phi Rn1 \quad \phi Rn2]$$

$$\phi Rn_W := \min(\phi Rn) = 218,7897 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_W = 99,2413 \text{ tonnef}$$

Comprobación de resistencia al estado límite Wb

$$Vu = [23,8136 \quad 102,4212] \text{ tonnef} \leq \phi Rn_W = 99,2413 \text{ tonnef}$$

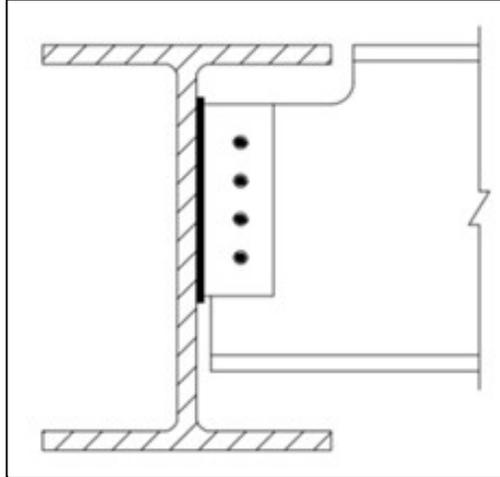
$$\text{Cumplimiento_Wb} := \text{if} \left(\phi Rn_W \geq Vu_{11} \right) \wedge \left(\phi Rn_W \geq Vu_{12} \right) = \text{"NO cumple"}$$

"Cumple."
else
"NO cumple"

Conexión con Placa Simple

Consideraciones generales:

- Los valores de tablas del AISC se reciben en unidades del sistema imperial y lo que solicita colocar en unidades del SI.
- Los títulos con asterisco * indican que el valor se modifica manualmente, además de que las variables están en color negro.
- Las variables en azul se calculan automáticamente.
- Los perfiles W para vigas se asume que son de acero A992 y la placa de acero A36.



Fuente: Elaboración propia.

1. Reacciones por cargas gravitacionales en la conexión.

* Reacción por cargas permanentes: $VP := 6,5 \text{ kip}$

* Reacción por cargas temporales: $VT := 20 \text{ kip}$

* Factor fR (sección 6.2 del CSCR-2010): $fR := 1$

Combinaciones de carga última (sección 6.2 del CSCR-2010):

CU-1: $VU1 := 1,4 \cdot VP = 4,1277 \text{ tonnef}$

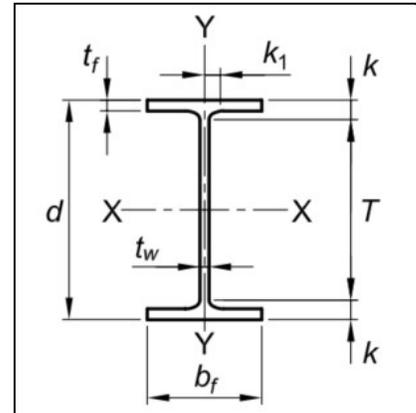
CU-2: $VU2 := 1,2 \cdot VP + 1,6 \cdot fR \cdot VT = 18,053 \text{ tonnef}$

$Vu := [VU1 \ VU2] = [4,1277 \ 18,053] \text{ tonnef}$

2. Propiedades de la viga apoyada (v).

Las propiedades de la viga se toman de la tabla 1-1 del manual del AISC del 2017:

* Designación de la viga:	W 18 X 35
* Peralte:	$d_v := 17,7 \text{ in}$
* Ancho de patines:	$b_{fv} := 6 \text{ in}$
* Espesor del alma:	$t_{wv} := 0,30 \text{ in}$
* Espesor de patines:	$t_{fv} := 0,425 \text{ in}$
* Valor k:	$k_v := 1,125 \text{ in}$

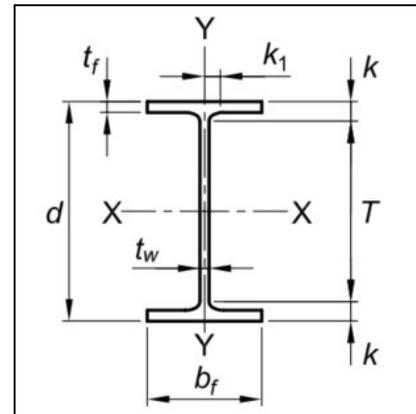


Fuente: AISC, 2017.

2. Propiedades de la viga de apoyo (V).

Las propiedades de la viga se toman de la tabla 1-1 del manual del AISC del 2017:

* Designación de la viga:	W 21 X 62
* Peralte:	$d_V := 21 \text{ in}$
* Ancho de patines:	$b_{fV} := 8,24 \text{ in}$
* Espesor del alma:	$t_{wV} := 0,400 \text{ in}$
* Espesor de patines:	$t_{fV} := 0,615 \text{ in}$
* Valor k:	$k_V := 1,12 \text{ in}$

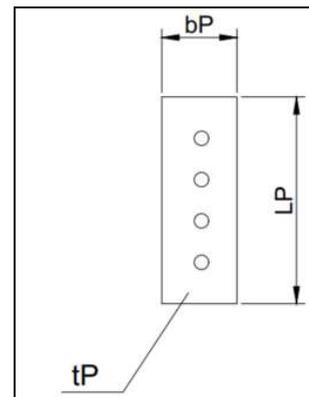


Fuente: AISC, 2017.

2. Propiedades de la placa (P).

Las propiedades de la viga se toman de las tablas 1-7 y 1-7a del manual del AISC del 2017:

* Designación de la viga:	PL 1/2 X 4 1/2 X 11 1/2
* Longitud de la placa:	$L_P := 29 \text{ cm}$
* Espesor de la placa:	$t_P := 0,25 \text{ in}$
* Ancho de la placa:	$b_P := 4,5 \text{ in}$



Fuente: Elaboración propia.

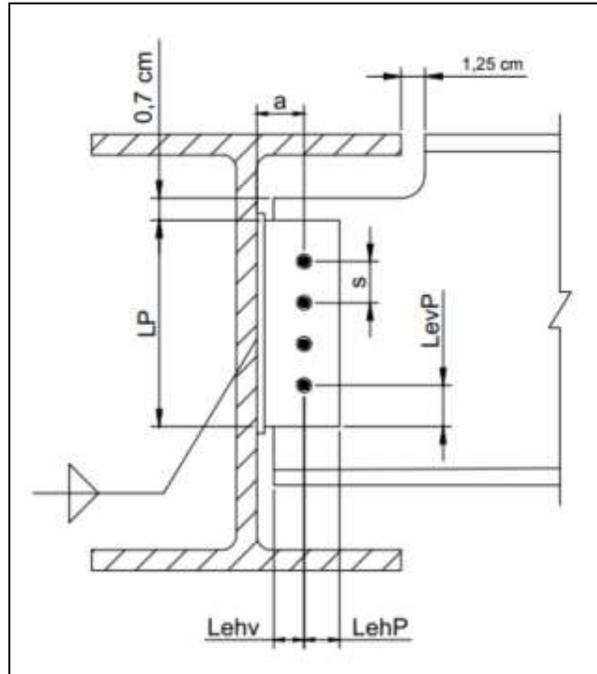
5. Propiedades de los pernos.

* <u>Designación:</u>	A325
* <u>Roscas excluidas o no excluidas:</u>	No excluidas - N
<u>Perforación:</u>	Estándar
* <u>Resistencia nominal al cortante:</u>	$F_{nv} := 54 \text{ ksi}$
* <u>Diámetro propuesto:</u>	$d := \frac{3}{4} \text{ in}$
* <u>Número de pernos propuesto:</u>	$n := 4$
* <u>Separación entre pernos:</u>	$s := 3 \text{ in}$
* <u>Distancia mínima con borde:</u>	$dist_{min} := 1 \text{ in}$
* <u>Ancho de la perforación:</u>	$p := \frac{13}{16} \text{ in}$

6. Propiedades de las soldaduras.

* <u>Designación del electrodo (sección J2.6 del AISC 360-16)</u>	E70XX
* <u>Tamaño de soldadura (ver tabla J2.4 del AISC 360-16)</u>	$w := \frac{3}{16} \text{ in}$
* <u>Resistencia del Electrodo (sección J2.6 del AISC 360-16)</u>	$S := 70 \text{ ksi}$

7. Revisión de dimensiones en la conexión.



Fuente: Elaboración propia.

* Colocar el valor propuesto de a (capítulo 10 del manual del AISC-2017)

$$a := 7,5 \text{ cm}$$

A continuación se calculan los valores $LehP$, $LevP$ y $Lehv$ de la figura anterior, los cuales se utilizan para verificar las distancias mínimas para pernos.

$$LehP := bP - a = 1,5472 \text{ in}$$

$$LehP = 3,93 \text{ cm}$$

$$LevP := \frac{LP - s \cdot (n - 1)}{2} = 1,2087 \text{ in}$$

$$LevP = 3,07 \text{ cm}$$

$$Lehv := a - 1,25 \text{ cm} = 2,4606 \text{ in}$$

$$Lehv = 6,25 \text{ cm}$$

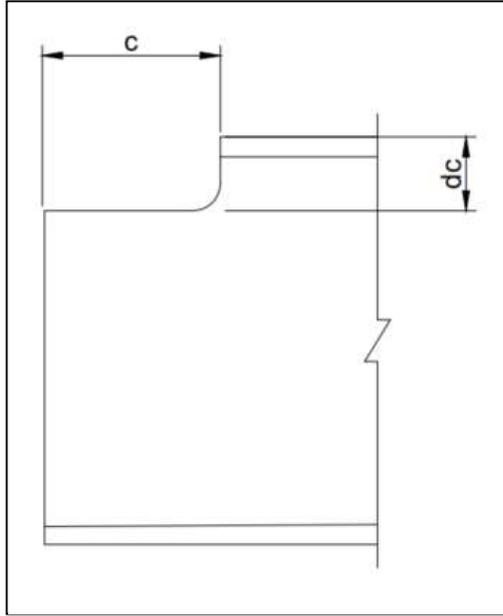
A continuación se calculan los valores del tamaño de la soldadura.

Número de dieciseisavos de pulgadas del tamaño de soldadura (w)

$$D := \frac{w}{\frac{1}{16} \text{ in}} = 3$$

Tamaño mínimo de cada soldadura de filete (capítulo 10 del manual del AISC-2017)

$$w := \frac{5}{8} \cdot tP = 0,1562 \text{ in}$$



Fuente: Elaboración propia.

A continuación se calculan los valores c y dc para el recorte de la viga para que calce en la de apoyo.

$$dc := kV + tfV = 1,735 \text{ in}$$

$$dc = 4,4069 \text{ cm}$$

* Colocar el recorte vertical propuesto que cumpla con el valor mínimo

$$dc := 5 \text{ cm}$$

$$c := 0,5 \cdot bfV - 0,5 \cdot twV - 0,5 \text{ in} + 0,75 \text{ in} = 4,17 \text{ in}$$

$$c = 10,5918 \text{ cm}$$

* Colocar el recorte horizontal propuesto que cumpla con el valor mínimo

$$c := 10 \text{ cm}$$

Se procede a realizar la revisión de las dimensiones de la conexión para que calcen los elementos.

Revisión que el peralte recortado de la viga apoyada calce en el alma de la viga de apoyo

```
Calce_Peralte :=if  $dv - 2 \cdot kv \geq dv - dc$  = "Cumple."
                "Cumple."
                else
                "No Cumple"
```

Revisión de la longitud de la placa

```
Longitud_Placa :=if  $(LP \leq dv - dc - kv) \wedge \left( LP \geq \frac{dv - 2 \cdot kv}{2} \right)$  = "Cumple."
                  "Cumple."
                  else
                  "No cumple."
```

La longitud de la placa debe ajustarse al espacio disponible de la viga apoyada y debe de ser al menos la mitad del espacio trabajable de esta para garantizar estabilidad (Vinnakota, 2006).

Revisión de la distancia mínima horizontal entre el borde de la placa y la fila de tornillos (tabla J3.4 del AISC 360-16)

```
Leh_Placa :=if  $LehP \geq dist\_min$  = "Cumple."
              "Cumple."
              else
              "No Cumple"
```

Revisión de la distancia mínima vertical entre el borde de la placa y la perforación al extremo (tabla J3.4 del AISC 360-16)

```
Lev_Placa :=if  $LevP \geq dist\_min$  = "Cumple."
              "Cumple."
              else
              "No Cumple"
```

Revisión de la distancia mínima horizontal entre el borde de la viga y la fila de tornillos (tabla J3.4 del AISC 360-16)

```
Leh_viga :=if  $Lehv \geq dist\_min$  = "Cumple."
             "Cumple."
             else
             "No Cumple"
```

Revisión del valor de a dentro del intervalo estipulado (capítulo 10 del manual del AISC-2017)

```
Valor_a :=if  $(2,5 \text{ in} \leq a) \wedge (a \leq 3,5 \text{ in})$  = "Cumple."
            "Cumple."
            else
            "No Cumple"
```

Revisión de que la cantidad de tornillos esté en el intervalo permitido (capítulo 10 del manual del AISC-2017)

```
Cantidad_Tornillos := if (2 ≤ n) ∧ (n ≤ 12) = "Cumple."
                        "Cumple."
                        else
                        "No Cumple"
```

8. Revisión de estados límites en la viga apoyada (v).

8.1 Resistencia a la ruptura por bloque de cortante (sección J4.3 del AISC 360-16)

Área bruta del plano a cortante

$$Agv := ((n - 1) \cdot s + LevP + 0,625 \text{ cm}) \cdot twv = 3,1364 \text{ in}^2$$

$$Agv = 20,2349 \text{ cm}^2$$

Área neta del plano a cortante

$$Anv := Agv - (n - 0,5) \cdot \left(p + \frac{1}{16} \text{ in}\right) \cdot twv = 2,2177 \text{ in}^2$$

$$Anv = 14,3075 \text{ cm}^2$$

Área neta del plano a tensión

$$Ant := \left(Lehv - 0,25 \text{ in} - 0,5 \cdot \left(p + \frac{1}{16} \text{ in}\right)\right) \cdot twv = 0,5319 \text{ in}^2$$

$$Ant = 3,4319 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal mínima ajustada al estado de límite BSR (ecuación J4-5 del AISC 360-16)

$$\phi Rn_BSR := [0,75 \cdot (0,6 \cdot 65 \text{ ksi} \cdot Anv + 1 \cdot 65 \text{ ksi} \cdot Ant) \quad 0,75 \cdot (0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot Agv + 1 \cdot 65 \text{ ksi} \cdot Ant)]$$

$$\phi Rn_BSR = [90,7988 \quad 96,5014] \text{ kip}$$

$$\phi Rn_BSR = [41,1856 \quad 43,7723] \text{ tonnef}$$

$$\phi Rn_BSR := \min(\phi Rn_BSR)$$

Comprobación resistencia al estado límite de BSR

$$Vu = [4,1277 \quad 18,053] \text{ tonnef} \leq \phi Rn_BSR = 41,1856 \text{ tonnef}$$

```
Cumplimiento_BSR := if (φRn_BSR ≥ Vu_11) ∧ (φRn_BSR ≥ Vu_12) = "Cumple."
                    "Cumple."
                    else
                    "NO cumple"
```

8.2 Resistencia al aplastamiento por pernos (sección J3.10 del AISC 360-16)

Distancia libre entre el borde de la viga y la perforación al extremo

$$Lc1 := LevP + 0,625 \text{ cm} - \frac{\left(p + \frac{1}{16} \text{ in}\right)}{2} = 1,0172 \text{ in}$$

$$Lc1 = 2,5838 \text{ cm}$$

Distancia libre entre perforaciones

$$Lc2 := s - \left(p + \frac{1}{16} \text{ in}\right) = 2,125 \text{ in}$$

$$Lc2 = 5,3975 \text{ cm}$$

Resistencia nominal ajustada al aplastamiento y desgarre en el perno del borde considerando la deformación (ecuación J3-6a del AISC 360-16)

$$\phi Rn_borde := [0,75 \cdot 2,4 \cdot d \cdot twv \cdot 65 \text{ ksi} \quad 0,75 \cdot 1,2 \cdot Lc1 \cdot twv \cdot 65 \text{ ksi}]$$

$$\phi Rn_borde = [26,325 \quad 17,8523] \text{ kip}$$

$$\phi Rn_borde = [11,9408 \quad 8,0977] \text{ tonnef}$$

$$\phi Rn_borde := \min(\phi Rn_borde)$$

Resistencia nominal ajustada al aplastamiento y desgarre en el resto de pernos considerando la deformación (ecuación J3-6a del AISC 360-16)

$$\phi Rn_resto := [0,75 \cdot 2,4 \cdot d \cdot twv \cdot 65 \text{ ksi} \quad 0,75 \cdot 1,2 \cdot Lc2 \cdot twv \cdot 65 \text{ ksi}]$$

$$\phi Rn_resto = [26,325 \quad 37,2937] \text{ kip}$$

$$\phi Rn_resto = [11,9408 \quad 16,9162] \text{ tonnef}$$

$$\phi Rn_resto := \min(\phi Rn_resto)$$

Resistencia nominal ajustada de todas las perforaciones al estado límite BB

$$\phi Rn_BB := \phi Rn_borde + (n - 1) \cdot \phi Rn_resto = 96,8273 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_BB = 43,9201 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de BB

$$Vu = [4,1277 \quad 18,053] \text{ tonnef} \leq \phi Rn_BB = 43,9201 \text{ tonnef}$$

$$\text{Cumplimiento_BB} := \text{if} \left(\phi Rn_BB \geq Vu_{11} \right) \wedge \left(\phi Rn_BB \geq Vu_{12} \right) = \text{"Cumple."}$$

"Cumple."
else
"NO cumple"

8.3 Resistencia a la fluencia y ruptura por cortante (sección J4.2 del AISC 360-16)Área bruta en cortante

$$A_{gv} := (d_v - d_c) \cdot t_{wv} = 4,7194 \text{ in}^2$$

$$A_{gv} = 30,448 \text{ cm}^2$$

Área neta en cortante

$$A_{nv} := \left(d_v - d_c - n \cdot \left(p + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \right) \cdot t_{wv} = 3,6694 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} = 23,6738 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal mínima ajustada a la fluencia y ruptura por cortante (ecuaciones J4-3 y J4-4 del AISC 360-16)

$$\phi R_{n_S} := [1 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot A_{gv} \quad 0,75 \cdot 0,6 \cdot 65 \text{ ksi} \cdot A_{nv}]$$

$$\phi R_{n_S} = [141,5835 \quad 107,3314] \text{ kip}$$

$$\phi R_{n_S} = [64,2212 \quad 48,6847] \text{ tonnef}$$

$$\phi R_{n_S} := \min(\phi R_{n_S})$$

Comprobación resistencia al estado límite de SY & SR

$$V_u = [4,1277 \quad 18,053] \text{ tonnef} \leq \phi R_{n_S} = 48,6847 \text{ tonnef}$$

$$\text{Cumplimiento}_{SY_SR} := \text{if} \left(\phi R_{n_S} \geq V_{u_{11}} \right) \wedge \left(\phi R_{n_S} \geq V_{u_{12}} \right) = \text{"Cumple."}$$

"Cumple."
else
"NO cumple"

8.4 Resistencia a la fluencia por flexión (capítulo 9 del manual del AISC del 2017)

Se determina la resistencia a la fluencia por flexión considerando el pandeo local del alma de la viga con un recorte en el patín superior.

* Colocar el módulo de sección elástico de la viga considerando el valor de recorte vertical d_c (tabla 9-2 del manual del AISC-2017)

$$S_{net} := 18,2 \text{ in}^3$$

* Colocar el módulo de sección plástico de la viga considerando el valor de recorte vertical d_c (tabla IV -11 del manual del AISC-2017)

$$Z_{net} := 32,1 \text{ in}^3$$

Peralte recortado de la viga apoyada

$$h_0 := d_v - d_c = 15,7315 \text{ in}$$

$$h_0 = 39,958 \text{ cm}$$

Valor del coeficiente k de la ecuación 9-10 del manual del AISC-2017

$$k := \text{if } \frac{c}{h0} \leq 1 = 21,6306$$

$$2,2 \cdot \left(\frac{h0}{c} \right)^{1,65}$$

$$\text{else}$$

$$2,2 \cdot \left(\frac{h0}{c} \right)$$

Valor del coeficiente f de la ecuación 9-10 del manual del AISC-2017

$$f := \text{if } \frac{c}{h0} \leq 1 = 0,4449$$

$$2 \cdot \left(\frac{c}{dv} \right)$$

$$\text{else}$$

$$1 + \frac{c}{dv}$$

Limitación del coeficiente f de la ecuación 9-14 del manual del AISC-2017

$$f := \text{if } (f \leq 3) = 0,4449$$

$$f$$

$$\text{else}$$

$$3$$

Coefficiente k1 (ecuación 9-10 del manual del AISC-2017)

$$k1 := f \cdot k = 9,6226$$

Limitación del coeficiente k de la ecuación 9-10 del manual del AISC-2017

$$k1 := \text{if } k1 \geq 1,61 = 9,6226$$

$$k1$$

$$\text{else}$$

$$1,61$$

Esbeltez del alma de la viga con peralte recortado (ecuaciones 9-11 y 9-12 del manual del AISC-2017)

$$\lambda := \frac{h0}{twv} = 52,4383$$

$$\lambda_p := 0,475 \cdot \sqrt{\frac{k1 \cdot 29000 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}}} = 35,4857$$

Momento nominal de fluencia

$$My := 50 \text{ ksi} \cdot S_{net} = 75,8333 \text{ kip ft}$$

$$My = 10,4843 \text{ tonnef m}$$

Momento nominal de ruptura por flexión

$$Mp := 50 \text{ ksi} \cdot Z_{net} = 133,75 \text{ kip ft}$$

$$Mp = 18,4916 \text{ tonnef m}$$

Esfuerzo crítico de fluencia (ecuación 9-9 del manual del AISC-2017)

$$F_{cr} := \frac{0,903 \cdot 29000 \text{ ksi} \cdot k1}{\lambda^2} = 91,6389 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = 6442,8554 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Momento nominal ajustado de fluencia (sección 9 del manual del AISC-2017)

$$\phi M_n := \begin{cases} \lambda \leq \lambda_p & 0,9 \cdot M_p & = 95,4733 \text{ kip ft} \\ \text{else} & \text{if } (\lambda_p < \lambda) \wedge (\lambda \leq 2 \cdot \lambda_p) & \\ & 0,9 \cdot \left(M_p - (M_p - M_y) \cdot \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} - 1 \right) \right) & \\ \text{else} & 0,9 \cdot F_{cr} \cdot S_{net} & \end{cases}$$

$$\phi M_n = 13,1997 \text{ tonnef m}$$

Excentricidad para estimar el momento último (ecuación 9-5a del manual del AISC-2017)

$$e := c + 0,5 \text{ in} = 4,437 \text{ in}$$

$$e = 0,1127 \text{ m}$$

Momentos últimos

$$M_{U1} := V_{U1} \cdot e = 0,4652 \text{ tonnef m}$$

$$M_{U2} := V_{U2} \cdot e = 2,0346 \text{ tonnef m}$$

$$M_u := [M_{U1} \ M_{U2}] = [0,4652 \ 2,0346] \text{ tonnef m}$$

Comprobación resistencia al estado límite de FY

$$M_u = [0,4652 \ 2,0346] \text{ tonnef m} \leq \phi M_n = 13,1997 \text{ tonnef m}$$

$$\text{Cumplimiento}_{FY} := \begin{cases} \left(\phi M_n \geq M_{u1} \right) \wedge \left(\phi M_n \geq M_{u2} \right) & \text{"Cumple."} \\ \text{else} & \text{"NO cumple"} \end{cases}$$

9. Revisión de estados límites en la placa (P).

9.1 Resistencia a la ruptura por bloque de cortante (sección J4.3 del AISC 360-16)

$$\begin{aligned} \text{Área bruta del plano a cortante} \quad & Agv := \left((n - 1) \cdot s + LevP \right) \cdot tP = 2,5522 \text{ in}^2 \\ & Agv = 16,4656 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Área neta del plano a cortante} \quad & Anv := Agv - (n - 0,5) \cdot \left(p + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \cdot tP = 1,7865 \text{ in}^2 \\ & Anv = 11,526 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Área neta del plano a tensión} \quad & Ant := \left(LevP - 0,5 \cdot \left(p + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \right) \cdot tP = 0,2774 \text{ in}^2 \\ & Ant = 1,7899 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Resistencia nominal mínima ajustada al estado de límite BSR (ecuación J4-5 del AISC 360-16)

$$\begin{aligned} \phi Rn_BSR & := \left[0,75 \cdot (0,6 \cdot 58 \text{ ksi} \cdot Anv + 1 \cdot 58 \text{ ksi} \cdot Ant) \quad 0,75 \cdot (0,6 \cdot 36 \text{ ksi} \cdot Agv + 1 \cdot 58 \text{ ksi} \cdot Ant) \right] \\ \phi Rn_BSR & = [58,6972 \quad 53,4135] \text{ kip} \\ \phi Rn_BSR & = [26,6246 \quad 24,228] \text{ tonnef} \\ \phi Rn_BSR & := \min(\phi Rn_BSR) \end{aligned}$$

Comprobación resistencia al estado límite de BSR

$$Vu = [4,1277 \quad 18,053] \text{ tonnef} \leq \quad \phi Rn_BSR = 24,228 \text{ tonnef}$$

$$\begin{aligned} \text{Cumplimiento_BSR} & := \text{if} \left(\phi Rn_BSR \geq Vu_{11} \right) \wedge \left(\phi Rn_BSR \geq Vu_{12} \right) = \text{"Cumple."} \\ & \quad \text{"Cumple."} \\ & \quad \text{else} \\ & \quad \text{"NO cumple"} \end{aligned}$$

9.2 Resistencia al aplastamiento por pernos (sección J3.10 del AISC 360-16)

$$\begin{aligned} \text{Distancia libre entre el borde de la viga y la perforación al extremo} \quad & Lc1 := LevP - \frac{\left(p + \frac{1}{16} \text{ in} \right)}{2} = 0,7712 \text{ in} \\ & Lc1 = 1,9588 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Distancia libre entre perforaciones} \quad & Lc2 := s - \left(p + \frac{1}{16} \text{ in} \right) = 2,125 \text{ in} \\ & Lc2 = 5,3975 \text{ cm} \end{aligned}$$

Resistencia nominal ajustada al aplastamiento y desgarre en el perno del borde considerando la deformación (ecuación J3-6a del AISC 360-16)

$$\phi Rn_{borde} := [0,75 \cdot 2,4 \cdot d \cdot tP \cdot 58 \text{ ksi } \quad 0,75 \cdot 1,2 \cdot Lc1 \cdot tP \cdot 58 \text{ ksi }]$$

$$\phi Rn_{borde} = [19,575 \quad 10,0637] \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{borde} = [8,8791 \quad 4,5648] \text{ tonnef}$$

$$\phi Rn_{borde} := \min(\phi Rn_{borde})$$

Resistencia nominal ajustada al aplastamiento y desgarre en el resto de pernos considerando la deformación (ecuación J3-6a del AISC 360-16)

$$\phi Rn_{resto} := [0,75 \cdot 2,4 \cdot d \cdot tP \cdot 58 \text{ ksi } \quad 0,75 \cdot 1,2 \cdot Lc2 \cdot tP \cdot 58 \text{ ksi }]$$

$$\phi Rn_{resto} = [19,575 \quad 27,7313] \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{resto} = [8,8791 \quad 12,5787] \text{ tonnef}$$

$$\phi Rn_{resto} := \min(\phi Rn_{resto})$$

Resistencia nominal ajustada de todas las perforaciones al estado límite BB

$$\phi Rn_{BB} := \phi Rn_{borde} + (n - 1) \cdot \phi Rn_{resto} = 68,7887 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{BB} = 31,202 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de BB

$$Vu = [4,1277 \quad 18,053] \text{ tonnef} \leq \phi Rn_{BB} = 31,202 \text{ tonnef}$$

$$\text{Cumplimiento}_{BB} := \text{if} \left(\phi Rn_{BB} \geq Vu_{11} \right) \wedge \left(\phi Rn_{BB} \geq Vu_{12} \right) = \text{"Cumple."}$$

"Cumple."
else
"NO cumple"

9.3 Resistencia a la fluencia y ruptura por cortante (sección J4.2 del AISC 360-16)

Área bruta en cortante

$$Agv := LP \cdot tP = 2,8543 \text{ in}^2$$

$$Agv = 18,415 \text{ cm}^2$$

Área neta en cortante

$$Anv := \left(LP - n \cdot \left(p + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \right) \cdot tP = 1,9793 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} = 12,7698 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal mínima ajustada a la fluencia y ruptura por cortante (ecuaciones J4-3 y J4-4 del AISC 360-16)

$$\phi R_{n_S} := [1 \cdot 0,6 \cdot 36 \text{ ksi} \cdot A_{gv} \quad 0,75 \cdot 0,6 \cdot 58 \text{ ksi} \cdot A_{nv}]$$

$$\phi R_{n_S} = [61,6535 \quad 51,6605] \text{ kip}$$

$$\phi R_{n_S} = [27,9656 \quad 23,4328] \text{ tonnef}$$

$$\phi R_{n_S} := \min(\phi R_{n_S})$$

Comprobación resistencia al estado límite de SY & SR

$$V_u = [4,1277 \quad 18,053] \text{ tonnef} \leq \phi R_{n_S} = 23,4328 \text{ tonnef}$$

$$\text{Cumplimiento}_{SY_SR} := \text{if} \left(\phi R_{n_S} \geq V_{u1} \right) \wedge \left(\phi R_{n_S} \geq V_{u2} \right) = \text{"Cumple."}$$

"Cumple."
else
"NO cumple"

10. Revisión de pernos a cortante.

10.1 Resistencia de pernos a cortante simple (sección J3.7 del AISC 360-16)

Área transversal del perno

$$A_t := \pi \cdot \left(\frac{d}{2} \right)^2 = 0,4418 \text{ in}^2$$

Resistencia nominal ajustada a cortante simple para el grupo de pernos

$$\phi R_{n_BS1} := 0,75 \cdot n \cdot A_t \cdot F_{nv} = 71,5694 \text{ kip}$$

$$\phi R_{n_BS1} = 35,7847 \text{ tonf}$$

Se procede a verificar la resistencia del grupo de tornillos al cortante excéntrico de acuerdo con la tabla 7-6 del manual del AISC-2017 para un ángulo igual a cero.

Cálculo de la excentricidad

$$e := \frac{a}{2} = 1,4764 \text{ in}$$

Se determina C interpolando los valores para el rango al que pertenece ex según la tabla 7-6 del manual del AISC-2017.

* Colocar los intervalos a los que pertenece el valor de la excentricidad

$$ex_1 := 1$$

$$ex_2 := 2$$

* Colocar los intervalos del coeficiente x a los que pertenece el coeficiente k

$$C_1 := 3,75$$

$$C_2 := 3,32$$

Valor de C

$$C := \left(\frac{C_2 - C_1}{ex_2 - ex_1} \right) \cdot \frac{e}{in} + C_2 - \left(\frac{C_2 - C_1}{ex_2 - ex_1} \right) \cdot ex_2 = 3,5452$$

Resistencia nominal ajustada del grupo de tornillos a cortante excéntrico

$$\phi Rn_{BS2} := 0,75 \cdot At \cdot Fnv \quad C = 63,4312 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{BS2} = 31,7156 \text{ tonf}$$

Resistencia nominal mínima ajustada al estado límite BS

$$\phi Rn_{BS} := [\phi Rn_{BS1} \quad \phi Rn_{BS2}]$$

$$\phi Rn_{BS} := \min(\phi Rn_{BS})$$

Comprobación resistencia al estado límite de BS simple

$$Vu = [4,1277 \quad 18,053] \text{ tonnef} \leq \phi Rn_{BS} = 28,7719 \text{ tonnef}$$

$$\begin{aligned} \text{Cumplimiento}_{BS} &:= \text{if} \left(\phi Rn_{BS} \geq Vu_{11} \right) \wedge \left(\phi Rn_{BS} \geq Vu_{12} \right) = \text{"Cumple."} \\ &\quad \text{"Cumple."} \\ &\quad \text{else} \\ &\quad \text{"NO cumple"} \end{aligned}$$

11. Revisión de las soldadura (W).

Número de dieciseisavos de pulgadas del tamaño de soldadura (w)

$$D := \frac{w}{\frac{1}{16} \text{ in}} = 2,5$$

Resistencia nominal ajustada a la ruptura por cortante del metal de soldadura (ecuación 8-1 del manual del AISC-2017)

$$\phi Rn1 := 0,75 \cdot 2 \cdot 0,60 \cdot S \cdot \left(\frac{\sqrt{2}}{2} \text{ in} \right) \cdot \frac{D}{16} \cdot LP = 79,4712 \text{ kip}$$

$$\phi Rn1 = 39,7356 \text{ tonf}$$

Para determinar la resistencia del metal base, se calcula la resistencia a la ruptura por cortante del alma de la viga de apoyo considerando la longitud soldada tal y como lo establece la tabla J2.5 del AISC 360-16 para soldaduras de filete.

Área neta en cortante

$$A_{nv} := twV \cdot LP = 4,5669 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} = 29,464 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal ajustada a la ruptura por cortante (ecuación J4-4 del AISC 360-16)

$$\phi R_{n2} := 0,75 \cdot 0,6 \cdot 65 \text{ ksi} \cdot A_{nv} = 133,5827 \text{ kip}$$

$$\phi R_{n2} = 60,5921 \text{ tonnef}$$

Resistencia nominal mínima ajustada al estado límite W

$$\phi R_n := [\phi R_{n1} \quad \phi R_{n2}]$$

$$\phi R_{n_W} := \min(\phi R_n) = 79,4712 \text{ kip}$$

$$\phi R_{n_W} = 36,0475 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de W

$$V_u = [4,1277 \quad 18,053] \text{ tonnef} \leq \phi R_{n_W} = 36,0475 \text{ tonnef}$$

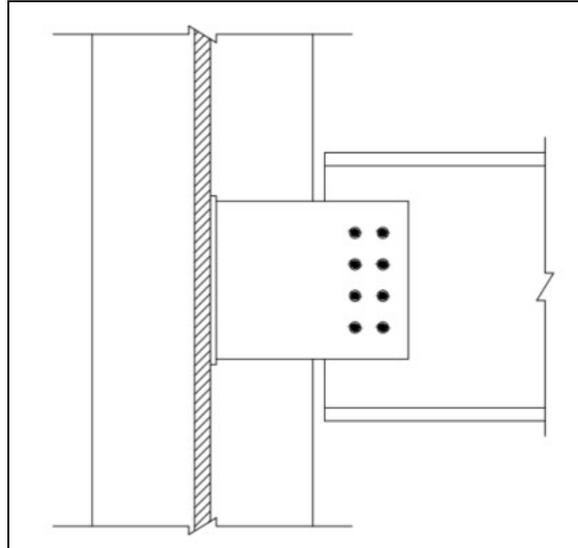
$$\text{Cumplimiento}_W := \text{if} \left(\phi R_{n_W} \geq V_{u \ 1 \ 1} \right) \wedge \left(\phi R_{n_W} \geq V_{u \ 1 \ 2} \right) = \text{"Cumple."}$$

"Cumple."
else
"NO cumple"

Conexión con Placa Simple (dos filas de pernos)

Consideraciones generales:

- Los valores de tablas del AISC se reciben en unidades del sistema imperial y lo que solicita colocar en unidades del SI.
- Los títulos con asterisco * indican que el valor se modifica manualmente, además de que las variables están en color negro.
- Las variables en azul se calculan automáticamente.
- Los perfiles W para vigas se asume que son de acero A992 y la placa de acero A36.
- La viga se apoya en el alma de la columna.



Fuente: Elaboración propia.

1. Reacciones por cargas gravitacionales en la conexión.

* Reacción por cargas permanentes: $VP := 6 \text{ kip}$

* Reacción por cargas temporales: $VT := 18 \text{ kip}$

* Factor fR (sección 6.2 del CSCR-2010): $fR := 1$

Combinaciones de carga última (sección 6.2 del CSCR-2010):

CU-1: $VU1 := 1,4 \cdot VP = 3,8102 \text{ tonnef}$

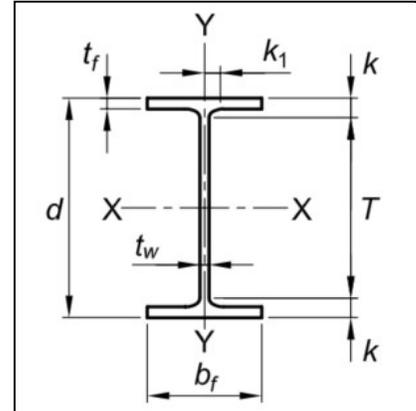
CU-2: $VU2 := 1,2 \cdot VP + 1,6 \cdot fR \cdot VT = 16,3293 \text{ tonnef}$

$Vu := [VU1 \ VU2] = [3,8102 \ 16,3293] \text{ tonnef}$

2. Propiedades de la viga apoyada (v).

Las propiedades de la viga se toman de la tabla 1-1 del manual del AISC del 2017:

* Designación de la viga:	W 16 X 36
* Peralte:	$d_v := 15,9 \text{ in}$
* Ancho de patines:	$b_{fv} := 7 \text{ in}$
* Espesor del alma:	$t_{wv} := 0,295 \text{ in}$
* Espesor de patines:	$t_{fv} := 0,43 \text{ in}$
* Valor k:	$k_v := 1,125 \text{ in}$

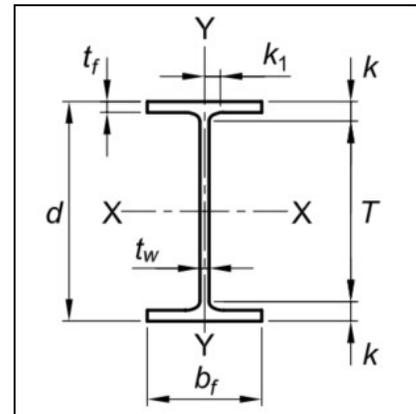


Fuente: AISC, 2017.

2. Propiedades de la columna (C).

Las propiedades de la viga se toman de la tabla 1-1 del manual del AISC del 2017:

* Designación de la viga:	W 14 X 90
* Peralte:	$d_C := 14 \text{ in}$
* Ancho de patines:	$b_{fC} := 14,5 \text{ in}$
* Espesor del alma:	$t_{wC} := 0,44 \text{ in}$
* Espesor de patines:	$t_{fC} := 0,71 \text{ in}$
* Valor k:	$k_C := 1,31 \text{ in}$

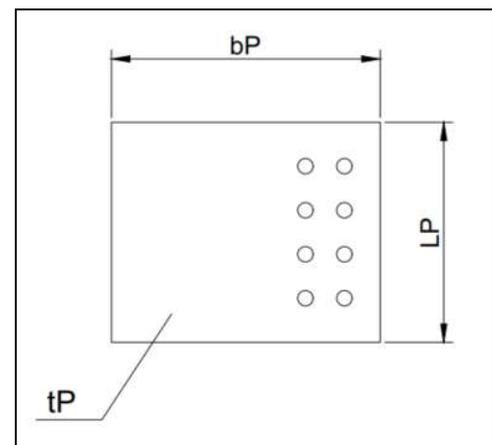


Fuente: AISC, 2017.

2. Propiedades de la placa (P).

Las propiedades de la viga se toman de las tablas 1-7 y 1-7a del manual del AISC del 2017:

* Designación de la viga:	PL 1/2 X 12 X 13 1/4
* Longitud de la placa:	$L_P := 30 \text{ cm}$
* Espesor de la placa:	$t_P := 0,5 \text{ in}$
* Ancho de la placa:	$b_P := 33,125 \text{ cm}$



Fuente: Elaboración propia.

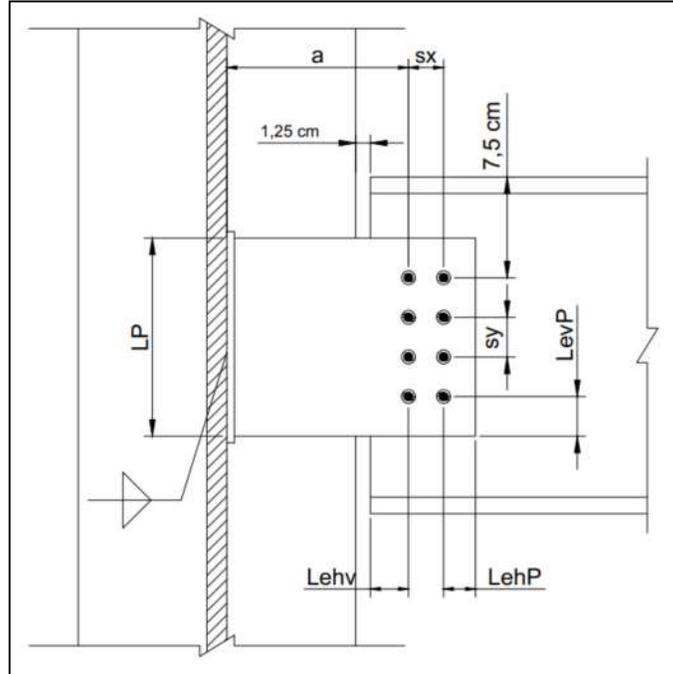
5. Propiedades de los pernos.

* <u>Designación:</u>	A325
* <u>Roscas excluidas o no excluidas:</u>	No excluidas - N
<u>Perforación:</u>	Estándar
* <u>Resistencia nominal al cortante:</u>	$F_{nv} := 54 \text{ ksi}$
* <u>Diámetro propuesto:</u>	$d := \frac{3}{4} \text{ in}$
* <u>Número de pernos por fila propuesto:</u>	$n := 4$
* <u>Separación entre pernos en sentido vertical:</u>	$s_y := 3 \text{ in}$
* <u>Separación entre pernos en sentido horizontal:</u>	$s_x := 3 \text{ in}$
* <u>Distancia mínima con borde:</u>	$dist_{min} := 1 \text{ in}$
* <u>Ancho de la perforación:</u>	$p := \frac{13}{16} \text{ in}$

6. Propiedades de las soldaduras.

* <u>Designación del electrodo (sección J2.6 del AISC 360-16)</u>	E70XX
* <u>Tamaño de soldadura (ver tabla J2.4 del AISC 360-16)</u>	$w := \frac{5}{16} \text{ in}$
* <u>Resistencia del Electrodo (sección J2.6 del AISC 360-16)</u>	$S := 70 \text{ ksi}$

7. Revisión de dimensiones en la conexión.



Fuente: Elaboración propia.

* Colocar el valor propuesto de a (capítulo 10 del manual del AISC-2017)

$$a := 22,5 \text{ cm}$$

A continuación se calculan los valores $LehP$, $LevP$ y $Lehv$ de la figura anterior, los cuales se utilizan para verificar las distancias mínimas para pernos.

$$LehP := bP - a - sx = 1,1831 \text{ in}$$

$$LehP = 3,005 \text{ cm}$$

$$LevP := \frac{LP - sy \cdot (n - 1)}{2} = 1,4055 \text{ in}$$

$$LevP = 3,57 \text{ cm}$$

$$Lehv := a - 1,25 \text{ cm} - \left(\frac{bFC}{2} - \frac{twC}{2} \right) = 1,3361 \text{ in}$$

$$Lehv = 3,3938 \text{ cm}$$

A continuación se calculan los valores del tamaño de la soldadura.

Número de dieciseisavos de pulgadas del tamaño de soldadura (w)

$$D := \frac{w}{\frac{1}{16} \text{ in}} = 5$$

Tamaño mínimo de cada soldadura de filete (capítulo 10 del manual del AISC-2017)

$$w := \frac{5}{8} \cdot tP = 0,3125 \text{ in}$$

Espesor mínimo para el alma de la columna con soldadura de filete (ecuación 9-3 del manual del AISC-2017)

$$tC_{\text{mín}} := \frac{3,09 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \cdot D}{65 \text{ ksi}} = 0,2377 \text{ in}$$

Se procede a realizar la revisión de las dimensiones de la conexión para que calcen los elementos.

Revisión que la viga apoyada calce en el peralte de la columna

```
Calce_viga := if dC - 2 · kC ≥ bfv = "Cumple."
              "Cumple."
              else
              "No Cumple"
```

Revisión de la longitud de la placa

```
Longitud_Placa := if (LP ≤ dv - 2 · kv) ∧ (LP ≥  $\frac{dv - 2 \cdot kv}{2}$ ) = "Cumple."
                  "Cumple."
                  else
                  "No cumple."
```

La longitud de la placa debe ajustarse al espacio disponible de la viga apoyada y debe de ser al menos la mitad del espacio trabajable de esta para garantizar estabilidad (Vinnakota, 2006).

Revisión de la distancia mínima horizontal entre el borde de la placa y la fila de tornillos (tabla J3.4 del AISC 360-16)

```
Leh_Placa := if LehP ≥ dist_min = "Cumple."
              "Cumple."
              else
              "No Cumple"
```

Revisión de la distancia mínima vertical entre el borde de la placa y la perforación al extremo (tabla J3.4 del AISC 360-16)

```
Lev_Placa := if LevP ≥ dist_min = "Cumple."
              "Cumple."
              else
              "No Cumple"
```

Revisión de la distancia mínima horizontal entre el borde de la viga y la fila de tornillos (tabla J3.4 del AISC 360-16)

```
Leh_viga := if Lehv ≥ dist_min = "Cumple."
              "Cumple."
              else
              "No Cumple"
```

El capítulo 10 del manual del AISC del 2017 establece que debe limitarse el espesor de la placa para que su resistencia a la flexión no exceda a la de los tornillos. Primeramente debe estimarse el valor del coeficiente C de la tabla 7-7 de dicho manual.

Cálculo de la excentricidad

$$e := a + \frac{sx}{2} = 10,3583 \text{ in}$$

$$e = 26,31 \text{ cm}$$

* Colocar el valor C' (tabla 7-7 del manual del AISC del 2017)

$$C' := 26 \text{ in}$$

Área trasversal del perno

$$A_t := \pi \cdot \left(\frac{d}{2} \right)^2 = 0,4418 \text{ in}^2$$

Momento máximo del grupo de pernos (ecuación 10-3 del manual del AISC del 2017)

$$M_{max} := \frac{F_{nv}}{0,9} \cdot (A_t \cdot C') = 689,1869 \text{ kip in}$$

$$M_{max} = 7,9403 \text{ tonnef m}$$

Espesor máximo de la placa (ecuación 10-3 del manual del AISC del 2017)

$$t_{P_{max}} := \frac{6 \cdot M_{max}}{36 \text{ ksi} \cdot LP^2} = 0,8234 \text{ in}$$

$$t_{P_{max}} = 2,0914 \text{ cm}$$

Revisión del espesor máximo de la placa (capítulo 10 del manual del AISC del 2017)

$$\text{Espesor_Placa} := \text{if } t_{P_{max}} \geq t_P = \text{"Cumple."} \\ \text{"Cumple."} \\ \text{else} \\ \text{"No Cumple"}$$

8. Revisión de estados límites en la viga apoyada (v).

8.1 Resistencia al aplastamiento por pernos (sección J3.10 del AISC 360-16)

Distancia libre entre perforaciones

$$L_c := s_y - \left(p + \frac{1}{16} \text{ in} \right) = 2,125 \text{ in}$$

$$L_c = 5,3975 \text{ cm}$$

Resistencia nominal ajustada al aplastamiento y desgarre en pernos considerando la deformación (ecuación J3-6a del AISC 360-16)

$$\phi R_{n_BB} := \left[0,75 \cdot 2,4 \cdot d \cdot t_{wv} \cdot 65 \text{ ksi } 0,75 \cdot 1,2 \cdot L_c \cdot t_{wv} \cdot 65 \text{ ksi} \right]$$

$$\phi Rn_{BB} = [25,8862 \ 36,6722] \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{BB} = [11,7418 \ 16,6342] \text{ tonnef}$$

$$\phi Rn_{BB} := \min(\phi Rn_{BB})$$

Resistencia nominal ajustada de todas las perforaciones al estado límite BB

$$\phi Rn_{BB} := \phi Rn_{BB} \cdot n = 103,545 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{BB} = 46,9672 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de BB

$$Vu = [3,8102 \ 16,3293] \text{ tonnef} \leq \phi Rn_{BB} = 46,9672 \text{ tonnef}$$

$$\begin{aligned} \text{Cumplimiento}_{BB} &:= \text{if} \left(\phi Rn_{BB} \geq Vu_{11} \right) \wedge \left(\phi Rn_{BB} \geq Vu_{12} \right) = \text{"Cumple."} \\ &\quad \text{"Cumple."} \\ &\quad \text{else} \\ &\quad \text{"NO cumple"} \end{aligned}$$

9. Revisión de estados límites en la placa (P).

9.1 Resistencia a la ruptura por bloque de cortante (sección J4.3 del AISC 360-16)

Área bruta del plano a cortante $Agv := (LP - LevP) \cdot tP = 5,2028 \text{ in}^2$

$$Agv = 33,5661 \text{ cm}^2$$

Área neta del plano a cortante $Anv := Agv - (n - 0,5) \cdot \left(p + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \cdot tP = 3,6715 \text{ in}^2$

$$Anv = 23,6871 \text{ cm}^2$$

Área neta del plano a tensión $Ant := \left((sx + LehP) - \left(1,5 \cdot \left(p + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \right) \right) \cdot tP = 1,4353 \text{ in}^2$

$$Ant = 9,2599 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal mínima ajustada al estado de límite BSR (ecuación J4-5 del AISC 360-16)

$$\phi Rn_{BSR} := [0,75 \cdot (0,6 \cdot 58 \text{ ksi} \cdot Anv + 0,5 \cdot 58 \text{ ksi} \cdot Ant) \ 0,75 \cdot (0,6 \cdot 36 \text{ ksi} \cdot Agv + 0,5 \cdot 58 \text{ ksi} \cdot Ant)]$$

$$\phi Rn_{BSR} = [127,0438 \ 115,5021] \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{BSR} = [57,6261 \ 52,3909] \text{ tonnef}$$

$$\phi Rn_BSR := \min(\phi Rn_BSR)$$

Comprobación resistencia al estado límite de BSR

$$Vu = [3,8102 \quad 16,3293] \text{ tonnef} \leq \phi Rn_BSR = 52,3909 \text{ tonnef}$$

$$\text{Cumplimiento_BSR} := \text{if} \left(\phi Rn_BSR \geq Vu_{11} \right) \wedge \left(\phi Rn_BSR \geq Vu_{12} \right) = \text{"Cumple."}$$

$$\text{"Cumple."}$$

$$\text{else}$$

$$\text{"NO cumple"}$$

9.2 Resistencia al aplastamiento por pernos (sección J3.10 del AISC 360-16)

Distancia libre entre el borde de la viga y la perforación al extremo

$$Lc1 := LevP - \frac{\left(p + \frac{1}{16} \text{ in} \right)}{2} = 0,968 \text{ in}$$

$$Lc1 = 2,4588 \text{ cm}$$

Distancia libre entre perforaciones

$$Lc2 := sy - \left(p + \frac{1}{16} \text{ in} \right) = 2,125 \text{ in}$$

$$Lc2 = 5,3975 \text{ cm}$$

Resistencia nominal ajustada al aplastamiento y desgarre en el perno del borde considerando la deformación (ecuación J3-6a del AISC 360-16)

$$\phi Rn_borde := [0,75 \cdot 2,4 \cdot d \cdot tP \cdot 58 \text{ ksi} \quad 0,75 \cdot 1,2 \cdot Lc1 \cdot tP \cdot 58 \text{ ksi}]$$

$$\phi Rn_borde = [39,15 \quad 25,2651] \text{ kip}$$

$$\phi Rn_borde = [17,7581 \quad 11,4601] \text{ tonnef}$$

$$\phi Rn_borde := \min(\phi Rn_borde)$$

Resistencia nominal ajustada al aplastamiento y desgarre en el resto de pernos considerando la deformación (ecuación J3-6a del AISC 360-16)

$$\phi Rn_resto := [0,75 \cdot 2,4 \cdot d \cdot tP \cdot 58 \text{ ksi} \quad 0,75 \cdot 1,2 \cdot Lc2 \cdot tP \cdot 58 \text{ ksi}]$$

$$\phi Rn_resto = [39,15 \quad 55,4625] \text{ kip}$$

$$\phi Rn_resto = [17,7581 \quad 25,1574] \text{ tonnef}$$

$$\phi Rn_resto := \min(\phi Rn_resto)$$

Resistencia nominal ajustada de todas las perforaciones al estado límite BB

$$\phi Rn_{BB} := \phi Rn_{borde} + (n - 1) \cdot \phi Rn_{resto} = 142,7151 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{BB} = 64,7345 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de BB

$$Vu = [3,8102 \ 16,3293] \text{ tonnef} \leq \phi Rn_{BB} = 64,7345 \text{ tonnef}$$

$$\text{Cumplimiento}_{BB} := \text{if} \left(\phi Rn_{BB} \geq Vu_{11} \right) \wedge \left(\phi Rn_{BB} \geq Vu_{12} \right) = \text{"Cumple."}$$

$$\text{"Cumple."}$$

$$\text{else}$$

$$\text{"NO cumple"}$$

9.3 Resistencia a la fluencia y ruptura por cortante (sección J4.2 del AISC 360-16)Área bruta en cortante

$$Agv := LP \cdot tP = 5,9055 \text{ in}^2$$

$$Agv = 38,1 \text{ cm}^2$$

Área neta en cortante

$$Anv := \left(LP - n \cdot \left(p + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \right) \cdot tP = 4,1555 \text{ in}^2$$

$$Anv = 26,8097 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal mínima ajustada a la fluencia y ruptura por cortante (ecuaciones J4-3 y J4-4 del AISC 360-16)

$$\phi Rn_S := [1 \cdot 0,6 \cdot 36 \text{ ksi} \cdot Agv \ 0,75 \cdot 0,6 \cdot 58 \text{ ksi} \cdot Anv]$$

$$\phi Rn_S = [127,5591 \ 108,4589] \text{ kip}$$

$$\phi Rn_S = [57,8598 \ 49,1961] \text{ tonnef}$$

$$\phi Rn_S := \min(\phi Rn_S)$$

Comprobación resistencia al estado límite de SY & SR

$$Vu = [3,8102 \ 16,3293] \text{ tonnef} \leq \phi Rn_S = 49,1961 \text{ tonnef}$$

$$\text{Cumplimiento}_{SY_SR} := \text{if} \left(\phi Rn_S \geq Vu_{11} \right) \wedge \left(\phi Rn_S \geq Vu_{12} \right) = \text{"Cumple."}$$

$$\text{"Cumple."}$$

$$\text{else}$$

$$\text{"NO cumple"}$$

9.4 Resistencia al pandeo lateral torsional (capítulo 9 del manual del AISC del 2017)Valor Cb (ecuación 9-15 del manual del AISC del 2017)

$$C_b := \left(3 + \ln \left(\frac{a}{LP} \right) \right) \cdot \left(1 - \frac{7,5 \text{ cm}}{LP} \right) = 2,0342$$

Limitación del valor Cb (ecuación 9-15 del manual del AISC del 2017)

$$C_b := \text{if } C_b \geq 1,84 = 2,0342 \\ C_b \\ \text{else} \\ 1,84$$

Módulo de sección elástico de la placa

$$S_{net} := \frac{t_P \cdot LP^2}{6} = 11,625 \text{ in}^3$$

Módulo de sección plástico de la placa

$$Z_{net} := \frac{t_P \cdot LP^2}{4} = 17,4375 \text{ in}^3$$

Esbeltez de la placa (capítulo F11 del manual del AISC-2017)

$$\lambda := \frac{a \cdot LP}{t_P^2} = 418,5008$$

$$\lambda_p := \frac{0,08 \cdot 29000 \text{ ksi}}{36 \text{ ksi}} = 64,4444$$

$$\lambda_r := \frac{1,9 \cdot 29000 \text{ ksi}}{36 \text{ ksi}} = 1530,5556$$

Momento nominal de fluencia por flexión

$$M_y := 36 \text{ ksi} \cdot S_{net} = 34,8751 \text{ kip ft}$$

$$M_y = 4,8217 \text{ tonnef m}$$

Momento nominal de ruptura por flexión

$$M_p := 36 \text{ ksi} \cdot Z_{net} = 52,3126 \text{ kip ft}$$

$$M_p = 7,2325 \text{ tonnef m}$$

Esfuerzo crítico de fluencia (ecuación F11-4 del manual del AISC-2017)

$$F_{cr} := \frac{1,9 \cdot 29000 \text{ ksi} \cdot C_b}{\lambda^2} = 0,64 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = 44,9945 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Momento nominal de fluencia 2 (ecuación F11-2 del manual del AISC del 2017)

$$Mn2 := Cb \cdot \left(1,52 - 0,274 \cdot \lambda \cdot \left(\frac{36 \text{ ksi}}{29000 \text{ ksi}} \right) \right) \cdot My = 97,7364 \text{ kip ft}$$

$$Mn2 = 13,5125 \text{ tonnef m}$$

Momento nominal de fluencia 3 (ecuación F11-3 del manual del AISC del 2017)

$$Mn3 := Fcr \cdot Snet = 0,62 \text{ kip ft}$$

$$Mn3 = 0,0857 \text{ tonnef m}$$

Momento nominal ajustado de fluencia (sección F11 del manual del AISC-2017)

$$\phi Mn := \begin{cases} \text{if } \lambda \leq \lambda_p & = 87,9628 \text{ kip ft} \\ \text{"Este estado límite NO aplica"} \\ \text{else} \\ \text{if } (\lambda_p < \lambda) \wedge (\lambda \leq \lambda_r) & 0,9 \cdot Mn2 \\ \text{else} & 0,9 \cdot Mn3 \end{cases}$$

$$48,58 \text{ kip ft} = 6,7164 \text{ tonnef m}$$

$$\phi Mn = 12,1613 \text{ tonnef m}$$

Limitación de la resistencia al pandeo torsional de la placa (ecuación 9-15 del manual del AISC del 2017)

$$\phi Mn := \begin{cases} \text{if } \phi Mn \geq 0,9 \cdot Mp & = 47,0813 \text{ kip ft} \\ 0,9 \cdot Mp \\ \text{else} & \phi Mn \end{cases}$$

$$\phi Mn = 6,5092 \text{ tonnef m}$$

Excentricidad para estimar el momento último (capítulo 10 del manual del AISC-2017)

$$e := a = 8,8583 \text{ in}$$

$$e = 0,225 \text{ m}$$

Momentos últimos

$$MU1 := VU1 \cdot e = 6,2008 \text{ kip ft}$$

$$MU2 := VU2 \cdot e = 318,8976 \text{ kip in}$$

$$Mu := [MU1 \quad MU2] = [0,8573 \quad 3,6741] \text{ tonnef m}$$

Comprobación resistencia al estado límite de pandeo lateral torsional

$$Mu = [0,8573 \ 3,6741] \text{ tonnef m} \leq \phi Mn = 6,5092 \text{ tonnef m}$$

```
Cumplimiento_FY := if (  $\phi Mn \geq Mu_{11}$  ) ^ (  $\phi Mn \geq Mu_{12}$  ) = "Cumple."
                    "Cumple."
                    else
                    "NO cumple"
```

9.5 Relación entre la fluencia por cortante y flexión (capítulo 10 del manual del AISC del 2017)Cortantes últimos Vr

$$Vr1 := Vu_{11} = 8,4 \text{ kip}$$

$$Vr1 = 3,8102 \text{ tonnef}$$

$$Vr2 := Vu_{12} = 36 \text{ kip}$$

$$Vr2 = 16,3293 \text{ tonnef}$$

Resistencia nominal a la fluencia por cortante

$$Vc := 1 \cdot 0,6 \cdot 36 \text{ ksi} \cdot Agv = 127,5591 \text{ kip}$$

$$Vc = 57,8598 \text{ tonnef}$$

Momentos últimos Mr

$$Mr1 := Vu_{11} \cdot a = 6,2008 \text{ kip ft}$$

$$Mr1 = 0,8573 \text{ tonnef m}$$

$$Mr2 := Vu_{12} \cdot a = 26,5748 \text{ kip ft}$$

$$Mr2 = 3,6741 \text{ tonnef m}$$

Resistencia nominal a la fluencia por flexión

$$Mc := 0,9 \cdot 36 \text{ ksi} \cdot \left(\frac{tP \cdot LP^2}{4} \right) = 47,0813 \text{ kip ft}$$

$$Mc = 6,5092 \text{ tonnef m}$$

Comprobación de cumplimiento entre la relación entre la fluencia por cortante y flexión para la combinación CU-1

```
Relación_VM1 := if (  $\left( \frac{Vr1}{Vc} \right)^2 + \left( \frac{Mr1}{Mc} \right)^2 \leq 1$  = "Cumple"
                    "Cumple"
                    else
                    "NO cumple"
```

Comprobación de cumplimiento entre la relación entre la fluencia por cortante y flexión para la combinación CU-2

$$\text{Relación_VM2} := \text{if} \left(\left(\frac{Vr2}{Vc} \right)^2 + \left(\frac{Mr2}{Mc} \right)^2 \leq 1 = \text{"Cumple"} \right. \\ \left. \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"NO cumple"} \end{array} \right.$$

8. Revisión de pernos a cortante.

8.1 Resistencia de pernos a cortante excéntrico (capítulo 7 del manual del 2017)

Se procede a verificar la resistencia del grupo de tornillos al cortante excéntrico de acuerdo con la tabla 7-6 del manual del AISC-2017 para un ángulo igual a cero.

Cálculo de la excentricidad

$$e := a + \frac{sx}{2} = 10,3583 \text{ in}$$

$$e = 0,2631 \text{ m}$$

Se determina C interpolando los valores para el rango al que pertenece ex según la tabla 7-6 del manual del AISC-2017.

* Colocar los intervalos a los que pertenece el valor de la excentricidad

$$ex_1 := 10$$

$$ex_2 := 12$$

* Colocar los intervalos del coeficiente x a los que pertenece el coeficiente k

$$C_1 := 2,42$$

$$C_2 := 2,06$$

Valor de C

$$C := \left(\frac{C_2 - C_1}{ex_2 - ex_1} \right) \cdot \frac{e}{\text{in}} + C_2 - \left(\frac{C_2 - C_1}{ex_2 - ex_1} \right) \cdot ex_2 = 2,3555$$

Resistencia nominal ajustada del grupo de tornillos a cortante

$$\phi Rn_BS := 0,75 \cdot At \cdot Fnv \ C = 42,1456 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_BS = 19,1169 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de BS simple

$$Vu = [3,8102 \ 16,3293] \text{ tonnef} \leq \phi Rn_{BS} = 19,1169 \text{ tonnef}$$

$$\text{Cumplimiento}_{BS} := \text{if} \left(\phi Rn_{BS} \geq Vu_{11} \right) \wedge \left(\phi Rn_{BS} \geq Vu_{12} \right) = \text{"Cumple."}$$

$$\text{"Cumple."}$$

$$\text{else}$$

$$\text{"NO cumple"}$$

9. Revisión de las soldadura (W).

Número de dieciseisavos de pulgadas del tamaño de soldadura (w)

$$D := \frac{w}{\frac{1}{16} \text{ in}} = 5$$

Resistencia nominal ajustada a la ruptura por cortante del metal de soldadura (ecuación 8-1 del manual del AISC-2017)

$$\phi Rn1 := 0,75 \cdot 2 \cdot 0,60 \cdot S \cdot \left(\frac{\sqrt{2}}{2} \text{ in} \right) \cdot \frac{D}{16} \cdot LP = 164,4232 \text{ kip}$$

$$\phi Rn1 = 74,5811 \text{ tonnef}$$

Para determinar la resistencia del metal base, se calcula la resistencia a la ruptura por cortante del alma de la viga de apoyo considerando la longitud soldada tal y como lo establece la tabla J2.5 del AISC 360-16 para soldaduras de filete.

Área neta en cortante

$$Anv := twC \cdot LP = 5,1969 \text{ in}^2$$

$$Anv = 33,528 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal ajustada a la ruptura por cortante (ecuación J4-4 del AISC 360-16)

$$\phi Rn2 := 0,75 \cdot 0,6 \cdot 65 \text{ ksi} \cdot Anv = 152,0079 \text{ kip}$$

$$\phi Rn2 = 68,9496 \text{ tonnef}$$

Resistencia nominal mínima ajustada al estado límite W

$$\phi Rn := [\phi Rn1 \ \phi Rn2]$$

$$\phi Rn_W := \min(\phi Rn) = 152,0079 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_W = 68,9496 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de W

$$Vu = [3,8102 \ 16,3293] \text{ tonnef} \leq \phi Rn_W = 68,9496 \text{ tonnef}$$

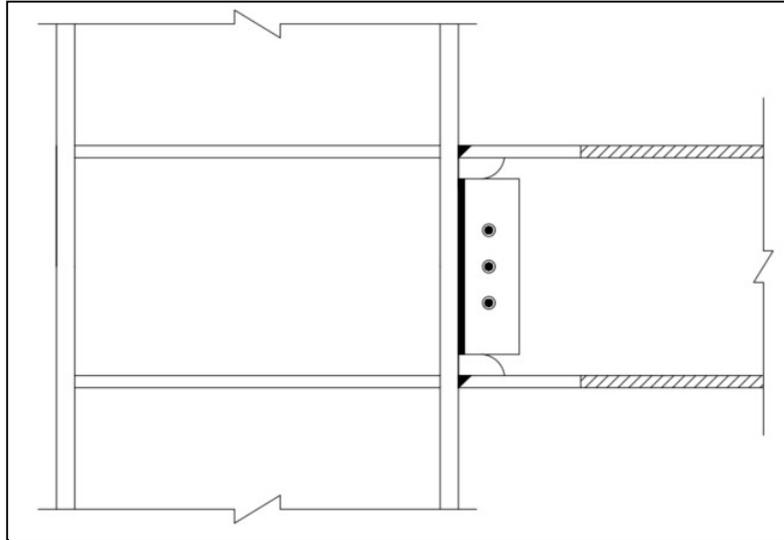
```
Cumplimiento_W := if (  $\phi Rn\_W \geq Vu_{11}$  ) ^ (  $\phi Rn\_W \geq Vu_{12}$  ) = "Cumple."  
                    "Cumple."  
                    else  
                    "NO cumple"
```

Apéndice 3. Hojas de cálculo de conexiones precalificadas a momento

Conexión Precalificada de Sección de Viga Reducida (RBS)

Consideraciones generales:

- Los valores de tablas del AISC se reciben en unidades del sistema imperial y lo que solicita colocar en unidades del SI.
- Los títulos con asterisco * indican que el valor se modifica manualmente, además de que las variables están en color negro.
- Las variables en azul se calculan automáticamente.
- La conexión de la hoja es externa, por lo que sólo una viga llega a esta. Además de que posee un piso arriba.
- Los perfiles W para la viga y columna se asumen de acero A992 y las placas de continuidad de acero A36.
- La presente hoja de cálculo NO diseña la placa sencilla entre el alma de la viga y el patín de la columna, sólo menciona los aspectos a tomar en cuenta sobre esta.



Fuente: Elaboración propia.

1. Reacciones por cargas gravitacionales en la conexión.

* Reacción por cargas permanentes: $VP := 5,25 \text{ tonnef}$

* Reacción por cargas temporales: $VT := 8,5 \text{ tonnef}$

* Factor fR (sección 6.2 del CSCR-2010): $fR := 1$

Combinación de carga última (sección 6.2 del CSCR-2010):

CU-2: $VU2 := 1,2 \cdot VP + 1,6 \cdot fR \cdot VT = 19,9 \text{ tonnef}$

$VU2 := 40 \text{ kip}$

* Carga axial última de la combinación CU-2 del CSCR-2010:

$Pu := 0 \text{ tonnef}$

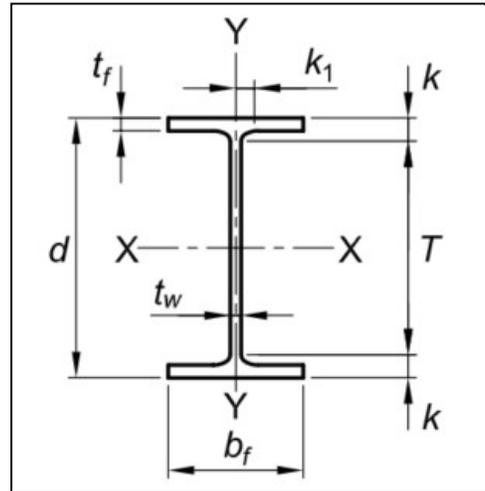
* Cortante que llega a la conexión producto del cortante sísmico del nivel donde se encuentra:

$Vus := 0 \text{ tonnef}$

2. Propiedades de la viga (V).

Las propiedades de la viga se toman de la tabla 1-1 del manual del AISC del 2017:

* Designación de la viga:	W 21 X 55
* Peralte:	$d_V := 20,8 \text{ in}$
* Ancho de patines:	$b_{fV} := 8,22 \text{ in}$
* Espesor del alma:	$t_{wV} := 0,375 \text{ in}$
* Espesor de patines:	$t_{fV} := 0,522 \text{ in}$
* Valor k:	$k_V := 1,02 \text{ in}$
* Módulo de sección plástico:	$Z_{xV} := 126 \text{ in}^3$
* Peso por unidad de longitud:	$Peso_V := 55 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$
* Claro de la viga:	$Claro := 5 \text{ m}$

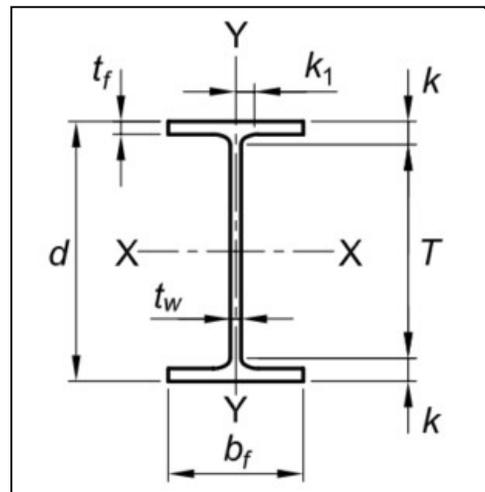


Fuente: AISC, 2017.

3. Propiedades de la columna (C).

Las propiedades de la columna se toman de la tabla 1-1 del manual del AISC del 2017:

* Designación de la viga:	W 14 X 109
* Peralte:	$d_C := 14,3 \text{ in}$
* Ancho de patines:	$b_{fC} := 14,6 \text{ in}$
* Espesor del alma:	$t_{wC} := 0,525 \text{ in}$
* Espesor de patines:	$t_{fC} := 0,86 \text{ in}$
* Valor k:	$k_C := 1,46 \text{ in}$
* Valor k1:	$k_{1C} := 1,5 \text{ in}$
* Área transversal:	$A_{gC} := 32 \text{ in}^2$



Fuente: AISC, 2017.

4. Propiedades de los pernos en la placa sencilla.

Las propiedades y distancias de los pernos para la conexión con placa sencilla se toman de la sección J3 del AISC 360-16.

Se deben seguir los requisitos del capítulo 10 del manual del AISC para la placa sencilla.

La sección 7.1 del AISC 358-16 establece que las perforaciones para los pernos en la placa simple deben de ser de ranura corta, por lo que se debe utilizar la tabla J3.3 del AISC 360-16 para establecer su tamaño.

Radio de la sección reducida:

$$R := \frac{4 \cdot c^2 + b^2}{8 \cdot c} = 33,125 \text{ cm}$$

8.1 Módulo plástico de sección reducida

ZRBS (ecuación 5.8-4 del AISC 358-16)

$$ZRBS := ZxV - 2 \cdot c \cdot tfV \cdot (dV - tfV) = 84,3263 \text{ in}^3$$

8.2 Momento máximo probable en la conexión

Factor de resistencia máxima de la conexión (ecuación 2.4-2 del AISC 358-16)

$$Cpr := \frac{50 \text{ ksi} + 65 \text{ ksi}}{2 \cdot 50 \text{ ksi}} = 1,15$$

$$Cpr := \text{if } Cpr \leq 1,2 = 1,15 \\ Cpr \\ \text{else} \\ 1,2$$

Relación entre el límite de fluencia elástico esperado y el mínimo especificado (tabla 10.2 del CSCR-2010)

$$Ry := 1,1$$

Momento máximo probable en la sección reducida (ecuación 5.8-5 del AISC 358-16)

$$Mpr := Cpr \cdot Ry \cdot 50 \text{ ksi} \cdot ZRBS = 5333,6394 \text{ kip in}$$

$$Mpr = 61,4502 \text{ tonnef m}$$

8.3 Fuerza cortante en el centro de la sección reducida

Longitud entre los centros de las rótulas plásticas de ambos extremos de la viga

$$Lh := Claro - 2 \cdot a - dC = 4,4168 \text{ m}$$

Fuerza cortante en la rótula plástica (ecuación 5.8-9 del AISC 358-16)

$$VRBS := \frac{2 \cdot Mpr}{Lh} + VU2 = 101,3453 \text{ kip}$$

$$VRBS = 45,9695 \text{ tonnef}$$

8.4 Momento máximo probable en la cara de la columna

Momento máximo probable en la cara de la columna (ecuación 5.8-6 del AISC 358-16)

$$Mf := Mpr + VRBS \cdot \left(a + \frac{b}{2} \right) = 539,2318 \text{ kip ft}$$

$$Mf = 74,5515 \text{ tonnef m}$$

8.5 Momento plástico de acuerdo con la fluencia esperada

Momento plástico de acuerdo con la fluencia esperada (ecuación 5.8-7 del AISC 358-16)

$$\phi M_{pe} := 1 \cdot R_y \cdot 50 \text{ ksi} \cdot Z_x V = 577,5 \text{ kip ft}$$

$$\phi M_{pe} = 79,8422 \text{ tonnef m}$$

8.6 Verificación de la resistencia a la flexión en la cara de la columna

Momento plástico contra el momento máximo probable en la columna (ecuación 5.8-7 del AISC 358-16)

$$\text{Flexión_Columna} := \text{if } M_f \leq \phi M_{pe} \text{ = "Cumple."} \\ \text{"Cumple."} \\ \text{else} \\ \text{"No cumple."}$$

8.7 Verificación de la resistencia a cortante en la viga

Espacio trabajable en el alma de la viga

$$h := d_V - 2 \cdot k_V = 18,76 \text{ in}$$

Coefficiente c_V (sección G2.1 del AISC 360-16)

$$c_{V1} := 1$$

Cortante nominal ajustado del alma de la viga (ecuación G2-1 del AISC 360-16)

$$\phi V_n := 1 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot (h \cdot t_{wV}) \cdot c_{V1} = 211,05 \text{ kip}$$

$$\phi V_n = 95,7307 \text{ tonnef}$$

Cortante nominal ajustado contra cortante último en la rótula plástica

$$\text{Cortante_Viga} := \text{if } V_{RBS} \leq \phi V_n \text{ = "Cumple."} \\ \text{"Cumple."} \\ \text{else} \\ \text{"No cumple."}$$

8.10 Requerimiento de placas de continuidad

Primero se revisa la resistencia de la columna a los estados límites por fuerzas concentradas. Si no se cumple con uno estado límite, se deben colocar placas de continuidad.

Fuerza que transmiten los patines de la viga a la columna producto del momento (sección E3.6f.1 del AISC 341-16)

$$P_f := \frac{0,85 \cdot M_f}{d_V - t_{fV}} = 271,238 \text{ kip}$$

$$P_f = 123,0315 \text{ tonnef}$$

Resistencia nominal ajustada al pandeo local de alas
(ecuación J10-1 del AISC 360-16)

$$\phi Rn_{FLB} := 0,9 \cdot 6,25 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot t f C^2 = 208,0125 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{FLB} = 94,3529 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de FLB

$$Pf = 123,0315 \text{ tonnef} \leq \phi Rn_{FLB} = 94,3529 \text{ tonnef}$$

```
Cumplimiento_FLB := if  $\phi Rn_{FLB} \geq Pf$  = "NO cumple"
                    "Cumple."
                    else
                    "NO cumple"
```

Resistencia nominal ajustada a la fluencia local del alma (ecuación J10-2 del AISC 360-16)

$$\phi Rn_{WLY} := 1 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot t w C \cdot (5 \cdot k C + t f C) = 214,2 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{WLY} = 97,1595 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de WLY

$$Pf = 123,0315 \text{ tonnef} \leq \phi Rn_{WLY} = 97,1595 \text{ tonnef}$$

```
Cumplimiento_WLY := if  $\phi Rn_{WLY} \geq Pf$  = "NO cumple"
                    "Cumple."
                    else
                    "NO cumple"
```

Resistencia nominal ajustada al aplastamiento del alma (ecuación J10-4 del AISC 360-16)

$$\phi Rn_{WC} := 0,75 \cdot 0,8 \cdot t w C^2 \cdot \left(1 + 3 \cdot \left(\frac{t f C}{d C} \right) \cdot \left(\frac{t w C}{t f C} \right)^{1,5} \right) \cdot \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi} \cdot 50 \text{ ksi} \cdot t f C}{t w C}} \cdot 1 = 276,8058 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{WC} = 125,557 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de WC

$$Pf = 123,0315 \text{ tonnef} \leq \phi Rn_{WC} = 125,557 \text{ tonnef}$$

```
Cumplimiento_WC := if  $\phi Rn_{WC} \geq Pf$  = "Cumple."
                    "Cumple."
                    else
                    "NO cumple"
```

Resistencia nominal ajustada al pandeo por compresión del alma (ecuación J10-8 del AISC 360-16)

$$\phi Rn_{WCB} := 0,9 \cdot \frac{24 \cdot twC^3 \cdot \sqrt{29000 \text{ ksi} \cdot 50 \text{ ksi}}}{dC - 2 \cdot tFC} \cdot 1 = 299,1817 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{WCB} = 135,7065 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de WCB

$$Pf = 123,0315 \text{ tonnef} \leq \phi Rn_{WCB} = 135,7065 \text{ tonnef}$$

```
Cumplimiento_WCB := if  $\phi Rn_{WCB} \geq Pf$  = "Cumple."
                    "Cumple."
                    else
                    "NO cumple"
```

Si la columna cumple con los estados límite por fuerzas concentradas, se debe verificar que sus patines cumplan con el espesor mínimo según la sección B2.4.4 del CSCR-2010, sino deben colocarse placas de continuidad:

Espesor mínimo de los patines de la columna (sección B2.4.4 del CSCR-2010)

```
tFC_mínimo := if  $\left( tFC \geq \sqrt{1,8 \cdot bfV \cdot tfV \cdot \left( \frac{50 \text{ ksi} \cdot Ry}{50 \text{ ksi} \cdot Ry} \right)} \right) \wedge \left( tFC \geq \frac{bfV}{6} \right)$  = "NO cumple"
                "Cumple."
                else
                "NO cumple"
```

8.11 Diseño de placas de continuidad (P).

Si la columna cumple con los estados límite por fuerzas concentradas y con el espesor mínimo de patines, esta sección se ignora

La fuerza de diseño de las placas de continuidad se toma del Steel Design Guide 13 del AISC del año 1999 considerando el aporte de la menor resistencia a los estados límites por fuerzas concentradas.

Menor resistencia a los estados límites por fuerzas concentradas.

$$\phi Rn := [\phi Rn_{FLB} \ \phi Rn_{WLY} \ \phi Rn_{WC} \ \phi Rn_{WCB}]$$

$$\phi Rn := \min(\phi Rn)$$

Fuerza de diseño de placa de continuidad (ecuación 4.2-1 del Steel Design Guide 13 del AISC del 1999)

$$Pfu := Pf - \min(\phi Rn) = 63,2255 \text{ kip}$$

$$Pfu = 28,6786 \text{ tonnef}$$

Ancho de placas mínimo (sección E3.6f.2 (a) del AISC 341-16)

$$bP := \frac{bfV}{2} - \frac{twC}{2} = 3,8475 \text{ in}$$

$$bP = 9,7726 \text{ cm}$$

* Colocar el ancho de placas propuesto

$$bP := 10 \text{ cm}$$

Espesor de placas mínimo para conexiones externas (sección E3.6f.2 (b) del AISC 341-16)

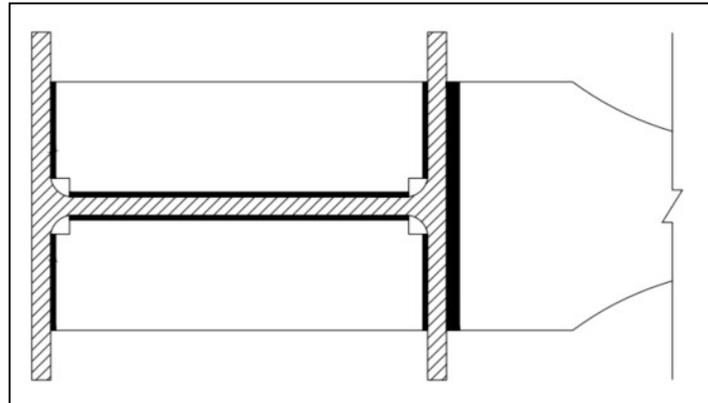
$$tP := 0,5 \cdot tfV = 0,6629 \text{ cm}$$

* Colocar el espesor de placas propuesto

$$tP := 1 \text{ cm}$$

Longitud aproximada de las placas

$$LP := dC - 2 \cdot tfC = 31,9532 \text{ cm}$$



Fuente: Elaboración propia.

El tamaño de las perforaciones que se hace para el calce de las placas se calcula como:

Perforación en el sentido vertical de la imagen (figura 10.2 del CSCR-2010)

$$pv := k1C - \frac{twC}{2} + 8 \text{ mm} = 1,5525 \text{ in}$$

$$pv = 3,9432 \text{ cm}$$

Perforación en el sentido horizontal de la imagen (figura 10.2 del CSCR-2010)

$$ph := kC - tfC + 40 \text{ mm} = 2,1748 \text{ in}$$

$$ph = 5,524 \text{ cm}$$

Para estimar la resistencia de la soldadura de filete entre las placas y el alma de la columna, se toma el menor de los siguientes valores de acuerdo con la sección B2.4.4b del CSCR-2010:

Suma de la resistencia a tensión de las áreas de contacto entre el patín de la columna y la placa (ecuación J4-1 del AISC 360-16)

$$\phi Rn1 := 0,9 \cdot 36 \text{ ksi} \cdot (tP \cdot (bP - pv)) + 0,9 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot (tP \cdot (bP - pv)) = 72,663 \text{ kip}$$

$$\phi Rn1 = 32,9594 \text{ tonnef}$$

Resistencia a cortante del área de contacto entre el alma de la columna y la placa de continuidad (ecuación J4-3 del AISC 360-16)

$$\phi Rn2 := 1 \cdot 36 \text{ ksi} \cdot (tP \cdot (LP - 2 \cdot ph)) = 116,6512 \text{ kip}$$

$$\phi Rn2 = 52,9121 \text{ tonnef}$$

Resistencia a cortante de la zona del panel del alma de la columna (ecuación J4-3 del AISC 360-16)

$$\phi Rn3 := \text{if } Pu \leq 0,75 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot AgC \quad = 244,753 \text{ kip}$$

$$0,9 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot dC \cdot twC \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot bFC \cdot tFC^2}{dV \cdot dC \cdot twC} \right)$$

else

$$0,9 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot dC \cdot twC \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot bFC \cdot tFC^2}{dV \cdot dC \cdot twC} \right) \cdot \left(1,9 - \frac{1,2 \cdot Pu}{Py} \right)$$

$$\phi Rn3 = 111,0181 \text{ tonnef}$$

Resistencia a la cedencia en los patines de la viga (ecuación J4-1 del AISC 360-16)

$$\phi Rn4 := 1 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot (bfV \cdot tfV) = 214,542 \text{ kip}$$

$$\phi Rn4 = 97,3146 \text{ tonnef}$$

Resistencia mínima

$$\phi Rn := [\phi Rn1 \quad \phi Rn2 \quad \phi Rn3 \quad \phi Rn4]$$

$$\phi Rn := \min(\phi Rn)$$

Cumplimiento soldadura de filete

$$\text{Cumplimiento_filete} := \text{if } Pfu \leq \phi Rn \quad = \text{"Cumple"} \\ \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"NO Cumple"}$$

Si no cumple la soldadura de filete, debe usarse una de ranura de penetración completa.

8.12 Requerimiento de placas de refuerzo en la zona del panel

Primero se revisa la resistencia de la columna a los esfuerzos cortantes en la zona del panel. El capítulo 10 del CSCR-2010 establece que para determinar la resistencia a cortante en la zona del panel del alma de la columna, se utiliza un factor de reducción de 0,9 para sistemas IMF y de 1 para sistemas SMF.

Fuerza cortante en la zona del panel de la conexión externa (ecuación 2.1-4 del Steel Design Guide 13 del AISC del 1999)

$$V_{fu} := 0,8 \cdot P_{fu} - V_{us} = 50,5804 \text{ kip}$$

$$V_{fu} = 22,9429 \text{ tonnef}$$

Resistencia a cortante de la zona del panel del alma de la columna para sistemas IMF (ecuación J4-3 del AISC 360-16)

$$\begin{aligned} \phi R_{n_V1} := & \text{if } P_u \leq 0,75 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot A_g C && = 244,753 \text{ kip} \\ & 0,9 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot d_C \cdot t_w C \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_{fC} \cdot t_{fC}^2}{d_V \cdot d_C \cdot t_w C} \right) \\ & \text{else} \\ & 0,9 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot d_C \cdot t_w C \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_{fC} \cdot t_{fC}^2}{d_V \cdot d_C \cdot t_w C} \right) \cdot \left(1,9 - \frac{1,2 \cdot P_u}{P_y} \right) \end{aligned}$$

$$\phi R_{n_V1} = 111,0181 \text{ tonnef}$$

Cumplimiento de resistencia a cortante en la zona del panel del alma de la columna para sistemas IMF

$$\begin{aligned} \text{Cumplimiento_panel_IMF} := & \text{if } V_{fu} \leq \phi R_{n_V1} = \text{"Cumple"} \\ & \text{"Cumple"} \\ & \text{else} \\ & \text{"NO Cumple"} \end{aligned}$$

Resistencia a cortante de la zona del panel del alma de la columna para sistemas SMF (ecuación J4-3 del AISC 360-16)

$$\begin{aligned} \phi R_{n_V2} := & \text{if } P_u \leq 0,75 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot A_g C && = 271,9478 \text{ kip} \\ & 1 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot d_C \cdot t_w C \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_{fC} \cdot t_{fC}^2}{d_V \cdot d_C \cdot t_w C} \right) \\ & \text{else} \\ & 1 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot d_C \cdot t_w C \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_{fC} \cdot t_{fC}^2}{d_V \cdot d_C \cdot t_w C} \right) \cdot \left(1,9 - \frac{1,2 \cdot P_u}{P_y} \right) \end{aligned}$$

$$\phi R_{n_V2} = 123,3535 \text{ tonnef}$$

Cumplimiento de resistencia a cortante en la zona del panel del alma de la columna para sistemas IMF

```
Cumplimiento_panel_SMF := if Vfu ≤ φRn_V2 = "Cumple"
                        "Cumple"
                        else
                        "NO Cumple"
```

8.13 Diseño de placas en la zona del panel (Ps).

Si la zona del panel cumple con la resistencia a los esfuerzos cortantes, esta sección se ignora

La fuerza de diseño de las placas de refuerzo se toma del Steel Design Guide 13 del AISC del año 1999 considerando el aporte de la menor resistencia a cortante de la zona del panel.

* Colocar 1 si la conexión es de un sistema IMF y 2 si es de un sistema SMF.

```
Sistema := 1
```

Fuerza de diseño de placa de continuidad (ecuación 4.2-1 del Steel Design Guide 13 del AISC de 1999)

```
VuPs := if Sistema = 1 = -194,1726 kip
          Vfu - φRn_V1
          else
          Vfu - φRn_V2

VuPs = -88,0752 tonnef
```

Espesor mínimo de placas de refuerzo para el alma de la columna en la zona del panel (ecuación 4.4-1 del Steel Design Guide 13 del AISC de 1999)

$$tPs := \frac{VuPs}{0,9 \cdot 0,6 \cdot 36 \text{ ksi} \cdot dC} = -1,7741 \text{ cm}$$

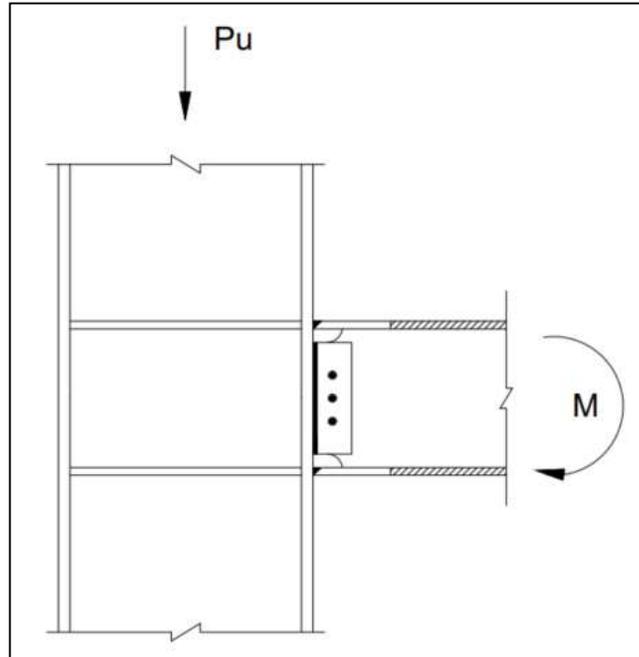
* Colocar el espesor de placas propuesto

```
tPs := 1 cm
```

Cumplimiento de espesor mínimo de placas de refuerzo para el alma de la columna en la zona del panel para conexiones en sistemas SMF (sección 10.5.3e del CSCR-2010)

```
Cumplimiento_placas_SMF := if tPs ≥  $\frac{(dV - 2 \cdot tfV) + (dC - 2 \cdot tfC)}{90}$  = "Cumple"
                        "Cumple"
                        else
                        "NO Cumple"
```

8.14 Verificación de la relación viga-columna para sistemas SMF



Fuente: Elaboración propia.

Momento producto de la amplificación del cortante de la viga (sección 5.4 del AISC 358-16)

$$M_{uv} := VRBS \cdot \left(a + \frac{b}{2} + \frac{dC}{2} \right) = 155,1468 \text{ kip ft}$$

$$M_{uv} = 21,4498 \text{ tonnef m}$$

Suma de las proyecciones de momentos esperados (ecuación E3-3 del AISC 341-16)

$$\Sigma M_{pb} := M_{pr} + M_{uv} = 599,6168 \text{ kip ft}$$

$$\Sigma M_{pb} = 82,9 \text{ tonnef m}$$

Suma de las proyecciones de momentos nominales (ecuación E3-2 del AISC 341-16)

$$\Sigma M_{pc} := Z_{RBS} \cdot \left(50 \text{ ksi} - \frac{P_u}{A_g C} \right) = 351,3596 \text{ kip ft}$$

$$\Sigma M_{pc} = 48,5772 \text{ tonnef m}$$

Relación entre momentos de la viga y columna (ecuación E3-1 del AISC 341-16)

```

Verificación_SMF := if  $\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} > 1$ 
    "Cumple para sistemas SMF."
else
    "NO cumple para sistemas SMF."

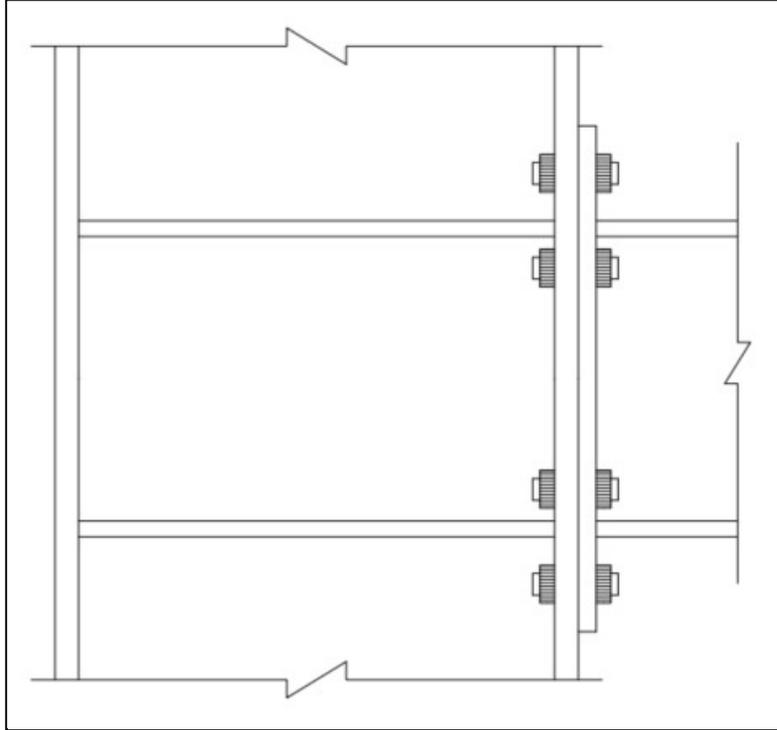
```

Verificación_SMF = "NO cumple para sistemas SMF."

Conexión de Placa Extrema Empernada sin Rigidizar (BUEEP)

Consideraciones generales:

- Los valores de tablas del AISC se reciben en unidades del sistema imperial y lo que solicita colocar en unidades del SI.
- Los títulos con asterisco * indican que el valor se modifica manualmente, además de que las variables están en color negro.
- Las variables en azul se calculan automáticamente.
- La conexión de la hoja es externa, por lo que sólo una viga llega a esta. Además de que posee un piso arriba.
- Los perfiles W para la viga y columna se asumen de acero A992 y la placa es de acero A575. Las placas de continuidad se asumen de acero A36.



Fuente: Elaboración propia.

1. Reacciones por cargas gravitacionales en la conexión.

* Reacción por cargas permanentes: $VP := 5 \text{ tonf}$

* Reacción por cargas temporales: $VT := 9 \text{ tonf}$

* Factor fR (sección 6.2 del CSCR-2010): $fR := 1$

Combinaciones de carga última (sección 6.2 del CSCR-2010):

CU-2: $VU2 := 1,2 \cdot VP + 1,6 \cdot fR \cdot VT = 18,5066 \text{ tonnef}$

$VU2 := 40 \text{ kip}$

* Carga axial última de la combinación CU-2 del CSCR-2010:

$Pu := 0 \text{ tonnef}$

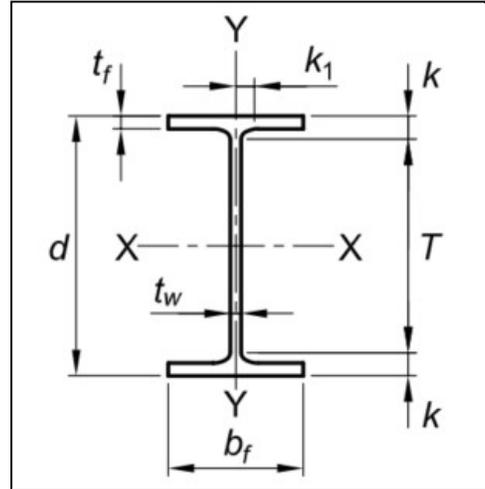
* Cortante que llega a la conexión producto del cortante sísmico del nivel donde se encuentra:

$Vus := 0 \text{ tonnef}$

2. Propiedades de la viga (V).

Las propiedades de la viga se toman de la tabla1-1 del manual del AISC del 2017:

* Designación de la viga:	W 21 X 55
* Peralte:	$d_V := 20,8 \text{ in}$
* Ancho de patines:	$b_{fV} := 8,22 \text{ in}$
* Espesor del alma:	$t_{wV} := 0,375 \text{ in}$
* Espesor de patines:	$t_{fV} := 0,522 \text{ in}$
* Valor k:	$k_V := 1,02 \text{ in}$
* Módulo de sección plástico:	$Z_{xV} := 126 \text{ in}^3$
* Peso por unidad de longitud:	$Peso_V := 55 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$
* Claro de la viga:	$Claro := 5 \text{ m}$

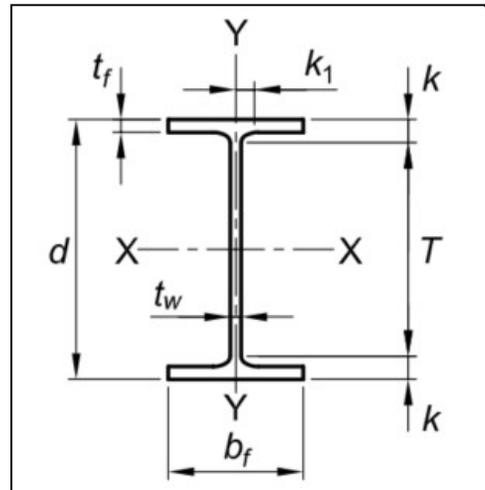


Fuente: AISC, 2017.

3. Propiedades de la columna (C).

Las propiedades de la columna se toman de la tabla1-1 del manual del AISC del 2017:

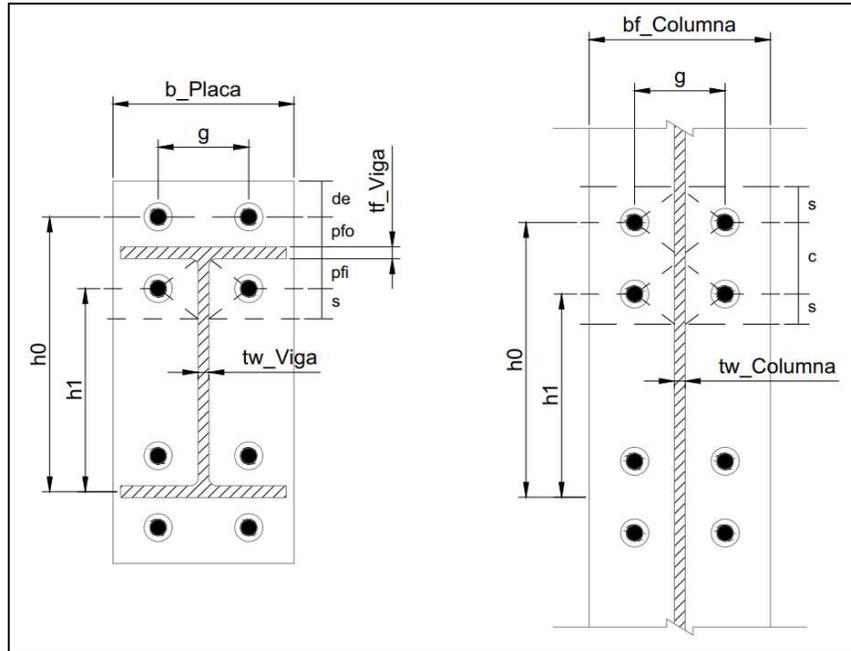
* Designación de la viga:	W 14 X 109
* Peralte:	$d_C := 14,3 \text{ in}$
* Ancho de patines:	$b_{fC} := 14,6 \text{ in}$
* Espesor del alma:	$t_{wC} := 0,525 \text{ in}$
* Espesor de patines:	$t_{fC} := 0,86 \text{ in}$
* Valor k:	$k_C := 1,46 \text{ in}$
* Valor k1:	$k_{1C} := 1,5 \text{ in}$
* Área transversal:	$A_{gC} := 32 \text{ in}^2$



Fuente: AISC, 2017.

4. Propiedades de la placa extrema (P).

Las dimensiones en las conexiones con placa extrema se establecen a partir de la tabla 6.1 del AISC 358-16.



Fuente: Elaboración propia.

* Valor g : $g := 13,75 \text{ cm}$

* Valor pfo : $pfo := 5 \text{ cm}$

* Valor pfi : $pfi := pfo = 5 \text{ cm}$

* Longitud de la placa: $LP := 70 \text{ cm}$

* Ancho de la placa: $bP := 22,5 \text{ cm}$

Valor c : $c := pfi + tfV + pfo = 4,459 \text{ in}$

$$c = 11,3259 \text{ cm}$$

Valor s : $s := 0,5 \cdot \sqrt{bP \cdot g} = 3,4624 \text{ in}$

$$s = 8,7945 \text{ cm}$$

Distancia del ala de la viga en compresión a la línea de tornillos internos superior

$$h1 := dV - 1,5 \cdot tfV - pfi = 18,0485 \text{ in}$$

$$h1 = 45,8432 \text{ cm}$$

Distancia del ala de la viga en compresión a la línea de tornillos externos superior

$$h0 := dV - 0,5 \cdot tfV + pfo = 22,5075 \text{ in}$$

$$h0 = 57,1691 \text{ cm}$$

Línea del mecanismo de fluencia de la placa (tabla 6.2 del AISC 358-16)

$$Yp := \frac{bP}{2} \cdot \left(h1 \cdot \left(\frac{1}{pfi} + \frac{1}{s} \right) + h0 \cdot \left(\frac{1}{pfo} \right) - \frac{1}{2} \right) + \frac{2}{g} \cdot (h1 \cdot (pfi + s)) = 148,338 \text{ in}$$

$$Yp = 376,7786 \text{ cm}$$

Línea del mecanismo de fluencia de la columna (tabla 6.5 del AISC 358-16)

$$Yc := \frac{bfc}{2} \cdot \left(h1 \cdot \left(\frac{1}{s} \right) + h0 \cdot \left(\frac{1}{s} \right) \right) + \frac{2}{g} \cdot \left(h1 \cdot \left(s + \frac{3 \cdot c}{4} \right) + h0 \cdot \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right) + \frac{g}{2} = 175,335 \text{ in}$$

$$Yc = 445,351 \text{ cm}$$

5. Propiedades de los pernos.

Las propiedades de los pernos se toman de la sección J3 del AISC 360-16:

* <u>Designación:</u>	A490-N
<u>Tipo de perforaciones:</u>	Estándar
* <u>Resistencia al cortante:</u>	$Fnv := 68 \text{ ksi}$
* <u>Resistencia a la tensión:</u>	$Fnt := 113 \text{ ksi}$

6. Propiedades de las soldaduras.

La soldadura entre el alma de la viga y la placa extrema puede ser de filete doble. Sino cumple se debe utilizar soldaduras de ranura de penetración completa como se usa para la conexión entre la placa y los patines.

Se debe colocar una soldadura de filete en ambas partes internas de los patines de la viga de 5/16 pulgadas (8 mm).

Para las placas de continuidad, estas se unen a los patines de la columna por medio de una soldadura de penetración completa, además, pueden soldarse al alma de la columna con dos soldaduras de filete, que en caso de no cumplir, deben utilizarse de ranura de penetración completa.

$$Cpr := \text{if } Cpr \leq 1,2 = 1,15 \\ Cpr \\ \text{else} \\ 1,2$$

Relación entre el límite de fluencia elástico esperado y el mínimo especificado (tabla 10.2 del CSCR-2010)

$$Ry := 1,1$$

Momento máximo probable en la sección reducida (ecuación 2.4-1 del AISC 358-16)

$$Mpr := Cpr \cdot Ry \cdot 50 \text{ ksi} \cdot ZxV = 664,125 \text{ kip ft}$$

$$Mpr = 91,8186 \text{ tonnef m}$$

Distancia de la cara de la columna a la rótula plástica (sección 6.8.1 del AISC 358-16)

$$Sh := \min \left(\left[\frac{dV}{2} \quad 3 \cdot bFV \right] \right) = 26,416 \text{ cm}$$

Longitud entre centros de rótulas plásticas

$$Lh := Claro - 2 \cdot Sh - dC = 4,1085 \text{ m}$$

Cálculo del cortante último en el extremo de la viga (sección 6.8-2 del AISC 358-16)

$$Vu := 2 \cdot \frac{Mpr}{Lh} + VU2 = 62,841 \text{ tonnef}$$

Momento máximo probable en la cara de la columna (ecuación 6.8-1 del AISC 358-16)

$$Mf := Mpr + Vu \cdot Sh = 784,1936 \text{ kip ft}$$

$$Mf = 108,4187 \text{ tonnef m}$$

8.2 Diámetro mínimo requerido de los pernos

Diámetro mínimo requerido de pernos (ecuación 6.8-3 del AISC 358-16)

$$d_{min} := \sqrt{\frac{2 \cdot Mf}{\pi \cdot 0,9 \cdot Fnt \cdot (h1 + h0)}} = 1,2052 \text{ in}$$

$$d_{min} = 30,6117 \text{ mm}$$

* Colocar el diámetro propuesto de pernos

$$d := 1,25 \text{ in}$$

8.3 Espesor mínimo requerido de la placa extrema

Espesor mínimo requerido de la placa extrema (ecuación 6.8-5 del AISC 358-16)

$$tP_{min} := \sqrt{\frac{1,11 \cdot Mf}{1 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot Yp}} = 1,1867 \text{ in}$$

$$tP_{min} = 3,0143 \text{ cm}$$

* Colocar el espesor propuesto de placa

$$tP := 3 \text{ cm}$$

8.4 Fuerza factorizada en cada patín de la viga

Fuerza factorizada en cada patín de la viga
(ecuación 6.8-6 del AISC 358-16)

$$Ffu := \frac{Mf}{dV - tfV} = 464,0657 \text{ kip}$$

$$Ffu = 210,4966 \text{ tonnef}$$

8.5 Verificación de la resistencia a la fluencia por cortante en la porción sobresaliente de la placa extrema

Resistencia a la fluencia por cortante cortante
nominal ajustada viga (ecuación 6.8-7 del AISC
358-16)

$$\phi Vn := 1 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot bP \cdot tP = 313,8756 \text{ kip}$$

$$\phi Vn = 142,3716 \text{ tonnef}$$

Cortante nominal ajustado contra la fuerza cortante
de los patines de la viga

$$\text{Cortante_Viga} := \text{if } \frac{Ffu}{2} \leq \phi Vn \text{ = "Cumple."}$$

"Cumple."
else
"No cumple."

8.6 Verificación de la resistencia a la ruptura por cortante en la porción sobresaliente de la placa extrema

Resistencia a la ruptura por cortante cortante
nominal ajustada viga (ecuación 6.8-8 del AISC
358-16)

$$\phi Vn := 0,9 \cdot 0,6 \cdot 65 \text{ ksi} \cdot \left(bP - 2 \cdot \left(d + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \right) \cdot tP = 253,2286 \text{ kip}$$

$$\phi Vn = 114,8626 \text{ tonnef}$$

Cortante nominal ajustado contra la fuerza cortante
de los patines de la viga

$$\text{Cortante_Porción} := \text{if } \frac{Ffu}{2} \leq \phi Vn \text{ = "Cumple."}$$

"Cumple."
else
"No cumple."

8.7 Verificación a la resistencia a ruptura por cortante en los pernos a compresión en la placa externa

Área transversal de cada perno

$$At := \pi \cdot \left(\frac{d}{2} \right)^2 = 1,2272 \text{ in}^2$$

Resistencia nominal ajustada a cortante (ecuación 6.8-11 del AISC 358-16)

$$\phi_{BS} := 0,9 \cdot 4 \cdot F_{nv} \cdot A_t = 300,4148 \text{ kip}$$

$$\phi_{BS} = 136,2659 \text{ tonnef}$$

Cortante nominal ajustado de los pernos contra la fuerza cortante última

$$\text{Cortante_Pernos} := \text{if } Vu \leq \phi_{BS} \text{ then "Cumple." else "No cumple."}$$

8.8 Verificación a la resistencia al aplastamiento por pernos en la placa externa

Distancia libre entre perforaciones

$$L_c := p_{fo} + t_{fV} + p_{fi} - d = 8,1509 \text{ cm}$$

Aplastamiento nominal ajustado considerando la deformación para la placa extrema (ecuación J3-6a del AISC 360-16)

$$\phi_{Rn1} := 0,9 \cdot 2 \cdot 2,4 \cdot d \cdot t_P \cdot 65 \text{ ksi} = 414,5669 \text{ kip}$$

$$\phi_{Rn1} = 188,0444 \text{ tonnef}$$

Desgarre nominal ajustado considerando la deformación para la placa extrema (ecuación J3-6c del AISC 360-16)

$$\phi_{Rn2} := 0,9 \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot L_c \cdot t_P \cdot 65 \text{ ksi} = 532,1394 \text{ kip}$$

$$\phi_{Rn2} = 241,3744 \text{ tonnef}$$

Resistencia nominal ajustada mínima al aplastamiento por pernos

$$\phi_{Rn} := [\phi_{Rn1} \quad \phi_{Rn2}]$$

$$\phi_{BB} := \min(\phi_{Rn}) = 414,5669 \text{ kip}$$

$$\phi_{BB} = 188,0444 \text{ tonnef}$$

Aplastamiento nominal de pernos contra la fuerza cortante última

$$\text{Cortante_Pernos} := \text{if } Vu \leq \phi_{BB} \text{ then "Cumple." else "No cumple."}$$

8.9 Verificación de la resistencia de la soldadura de filete doble entre el alma de la viga y la placa extrema

Número requerido de diseciseisavos de pulgada del tamaño de las soldaduras de filete

$$D := \frac{0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot t_{wV}}{2,784 \frac{\text{kip}}{\text{in}}} = 4,0409$$

Tamaño mínimo de cada soldadura de filete

$$w := \frac{D}{16} \text{ in} = 0,2526 \text{ in}$$

* Colocar el tamaño propuesta para cada soldadura de filete

$$w := \frac{5}{16} \text{ in}$$

Si el tamaño requerido de cada soldadura de filete no cumple con el tamaño máximo disponible en la tabla J2.4 del AISC 360-16 debe usarse una soldadura de penetración completa.

8.10 Verificación del espesor mínimo de los patines de la columna

Se revisa el espesor mínimo requerido para resistir la luencia por flexión de acuerdo con la sección 6.8.8.1 del AISC 358-16. Si no se cumple con dicho espesor, se requieren placas de continuidad.

Espesor mínimo de los patines de la columna (ecuación 6.8-8 del AISC 358-16)

$$t_{fC_min} := \sqrt{\frac{1,11 \cdot Mf}{1,50 \text{ ksi} \cdot Yc}} = 1,0916 \text{ in}$$

Espesor de los patines de la columna contra el mínimo requerido

$$t_{fC_mínimo} := \text{if } t_{fC_min} \leq t_{fC} = \text{"No cumple."} \\ \text{"Cumple."} \\ \text{else} \\ \text{"No cumple."}$$

8.11 Requerimiento de placas de continuidad

Primero se revisa la resistencia de la columna a los estados límites por fuerzas concentradas. Si no se cumple con uno estado límite, se deben colocar placas de continuidad.

Resistencia nominal ajustada a la fluencia local del alma (ecuación 6.8-17 del AISC 358-16)

$$\phi Rn_WLY := 1 \cdot (6 \cdot kC + t_{fV} + 2 \cdot tP) \cdot 50 \text{ ksi} \cdot t_{wC} = 305,6604 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_WLY = 138,6452 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de WLY

$$Ffu = 210,4966 \text{ tonnef} \leq \phi Rn_WLY = 138,6452 \text{ tonnef}$$

$$\text{Cumplimiento_WLY} := \text{if } \phi Rn_WLY \geq Ffu = \text{"NO cumple"} \\ \text{"Cumple."} \\ \text{else} \\ \text{"NO cumple"}$$

Resistencia nominal ajustada al pandeo por compresión del alma (ecuación 6.8-19 del AISC 358-16)

$$\phi Rn_WCB := 0,75 \cdot \frac{24 \cdot twC^3 \cdot \sqrt{29000 \text{ ksi} \cdot 50 \text{ ksi}}}{dC - 2 \cdot tFC} \cdot 1 = 249,3181 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_WCB = 113,0888 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de WCB

$$Ffu = 210,4966 \text{ tonnef} \leq \phi Rn_WCB = 113,0888 \text{ tonnef}$$

```
Cumplimiento_WCB := if  $\phi Rn\_WCB \geq Ffu$  = "NO cumple"
                    "Cumple."
                    else
                    "NO cumple"
```

Resistencia nominal ajustada al aplastamiento del alma (ecuación J10-4 del AISC 360-16)

$$\phi Rn_WC := 0,75 \cdot 0,8 \cdot twC^2 \cdot \left(1 + 3 \cdot \left(\frac{bfV + \frac{5}{16} in + 2 \cdot tP}{dC} \right) \cdot \left(\frac{twC}{tFC} \right)^{1,5} \right) \cdot \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi} \cdot 50 \text{ ksi} \cdot tFC}{twC}} \cdot 1 = 532,726 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_WC = 241,6404 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de WC

$$Ffu = 210,4966 \text{ tonnef} \leq \phi Rn_WC = 241,6404 \text{ tonnef}$$

```
Cumplimiento_WC := if  $\phi Rn\_WC \geq Ffu$  = "Cumple."
                    "Cumple."
                    else
                    "NO cumple"
```

8.12 Diseño de placas de continuidad (p).

Si la columna cumple con los estados límite por fuerzas concentradas y con el espesor mínimo de patines, esta sección se ignora

La sección 6.8.8.2 del AISC 358-16 establece que debe considerarse otro estado límite para determinar la menor resistencia a fuerzas concentradas para el diseño de las placas de continuidad si se requieren.

Resistencia nominal a la fluencia por flexión de los patines de la columna

$$\phi Rn4 := \frac{0,9 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot Yc \cdot tFC^2}{dC - tFC} = 434,189 \text{ kip}$$

$$\phi Rn4 = 196,9448 \text{ tonnef}$$

La fuerza de diseño de las placas de continuidad se toma del Steel Design Guide 13 del AISC del año 1999 considerando el aporte de la menor resistencia a los estados límites por fuerzas concentradas.

Menor resistencia a los estados límites por fuerzas concentradas.

$$\phi R_n := [\phi R_n_{WLY} \quad \phi R_n_{WCB} \quad \phi R_n_{WC} \quad \phi R_n4]$$

$$\phi R_n := \min (\phi R_n)$$

Fuerza de diseño de placa de continuidad (ecuación 4.2-1 del Steel Design Guide 13 del AISC del 1999)

$$P_{fu} := F_{fu} - \min (\phi R_n) = 214,7476 \text{ kip}$$

$$P_{fu} = 97,4079 \text{ tonnef}$$

Ancho de placas mínimo (sección E3.6f.2 (a) del AISC 341-16)

$$b_p := \frac{b f_V}{2} - \frac{t_w C}{2} = 3,8475 \text{ in}$$

$$b_p = 9,7726 \text{ cm}$$

* Colocar el ancho de placas propuesto

$$b_p := 10 \text{ cm}$$

Espesor de placas mínimo para conexiones externas (sección E3.6f.2 (b) del AISC 341-16)

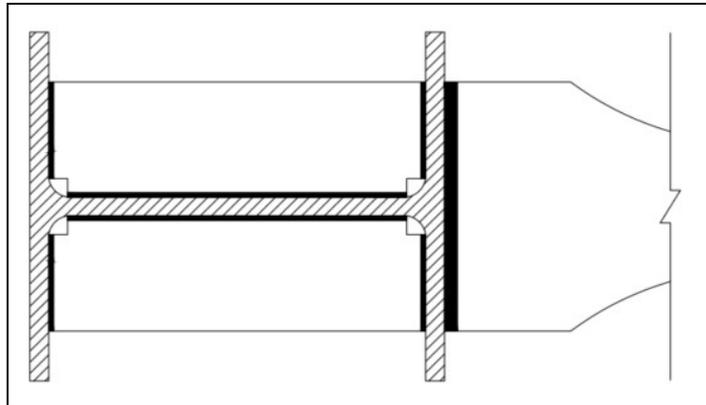
$$t_p := 0,5 \cdot t_{fV} = 0,6629 \text{ cm}$$

* Colocar el espesor de placas propuesto

$$t_p := 1 \text{ cm}$$

Longitud aproximada de las placas

$$L_p := d_C - 2 \cdot t_{fC} = 31,9532 \text{ cm}$$



Fuente: Elaboración propia.

El tamaño de las perforaciones que se hace para el calce de las placas se calcula como:

Perforación en el sentido vertical de la imagen
(figura 10.2 del CSCR-2010)

$$pv := k1C - \frac{twC}{2} + 8 \text{ mm} = 1,5525 \text{ in}$$

$$pv = 3,9432 \text{ cm}$$

Perforación en el sentido horizontal de la imagen
(figura 10.2 del CSCR-2010)

$$ph := kC - tFC + 40 \text{ mm} = 2,1748 \text{ in}$$

$$ph = 5,524 \text{ cm}$$

Para estimar la resistencia de la soldadura de filete entre las placas y el alma de la columna, se toma el menor de los siguientes valores de acuerdo con la sección B2.4.4b del CSCR-2010:

Suma de la resistencia a tensión de las áreas de contacto entre el patín de la columna y la placa
(ecuación J4-1 del AISC 360-16)

$$\phi Rn1 := 0,9 \cdot 36 \text{ ksi} \cdot (tp \cdot (bp - pv)) + 0,9 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot (tp \cdot (bp - pv)) = 72,663 \text{ kip}$$

$$\phi Rn1 = 32,9594 \text{ tonnef}$$

Resistencia a cortante del área de contacto entre el alma de la columna y la placa de continuidad
(ecuación J4-3 del AISC 360-16)

$$\phi Rn2 := 1 \cdot 36 \text{ ksi} \cdot (tP \cdot (Lp - 2 \cdot ph)) = 349,9537 \text{ kip}$$

$$\phi Rn2 = 158,7363 \text{ tonnef}$$

Resistencia a cortante de la zona del panel del alma de la columna (ecuación J4-3 del AISC 360-16)

$$\phi Rn3 := \text{if } Pu \leq 0,75 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot AgC \quad = 244,753 \text{ kip}$$

$$0,9 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot dC \cdot twC \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot bFC \cdot tFC^2}{dV \cdot dC \cdot twC} \right)$$

else

$$0,9 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot dC \cdot twC \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot bFC \cdot tFC^2}{dV \cdot dC \cdot twC} \right) \cdot \left(1,9 - \frac{1,2 \cdot Pu}{Py} \right)$$

$$\phi Rn3 = 111,0181 \text{ tonnef}$$

Resistencia a la cedencia en los patines de la viga
(ecuación J4-1 del AISC 360-16)

$$\phi Rn4 := 1 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot (bfV \cdot tfV) = 214,542 \text{ kip}$$

$$\phi Rn4 = 97,3146 \text{ tonnef}$$

Resistencia mínima

$$\phi Rn := [\phi Rn1 \ \phi Rn2 \ \phi Rn3 \ \phi Rn4]$$

$$\phi Rn := \min (\phi Rn)$$

Cumplimiento soldadura de filete

$$\text{Cumplimiento_filete} := \text{if } Pfu \leq \phi Rn = \text{"NO Cumple"} \\ \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"NO Cumple"}$$

Si no cumple la soldadura de filete, debe usarse una de ranura de penetración completa.

8.13 Requerimiento de placas de refuerzo en la zona del panel

Primero se revisa la resistencia de la columna a los esfuerzos cortantes en la zona del panel. El capítulo 10 del CSCR-2010 establece que para determinar la resistencia a cortante en la zona del panel del alma de la columna, se utiliza un factor de reducción de 0,9 para sistemas IMF y de 1 para sistemas SMF.

Fuerza cortante en la zona del panel de la conexión externa (ecuación 2.1-4 del Steel Design Guide 13 del AISC del 1999)

$$Vfu := 0,8 \cdot Pfu - Vus = 171,7981 \text{ kip}$$

$$Vfu = 77,9263 \text{ tonnef}$$

Resistencia a cortante de la zona del panel del alma de la columna para sistemas IMF (ecuación J4-3 del AISC 360-16)

$$\phi Rn_V1 := \text{if } Pu \leq 0,75 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot AgC \quad = 244,753 \text{ kip}$$

$$0,9 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot dC \cdot twC \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot bfc \cdot tfc^2}{dV \cdot dC \cdot twC} \right) \\ \text{else}$$

$$0,9 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot dC \cdot twC \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot bfc \cdot tfc^2}{dV \cdot dC \cdot twC} \right) \cdot \left(1,9 - \frac{1,2 \cdot Pu}{Py} \right)$$

$$\phi Rn_V1 = 111,0181 \text{ tonnef}$$

Cumplimiento de resistencia a cortante en la zona del panel del alma de la columna para sistemas IMF

$$\text{Cumplimiento_panel_IMF} := \text{if } Vfu \leq \phi Rn_V1 = \text{"Cumple"} \\ \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"NO Cumple"}$$

Resistencia a cortante de la zona del panel del alma de la columna para sistemas SMF (ecuación J4-3 del AISC 360-16)

$$\phi Rn_V2 := \text{if } Pu \leq 0,75 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot AgC \quad = 271,9478 \text{ kip}$$

$$1 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot dC \cdot twC \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot bfC \cdot tfC^2}{dV \cdot dC \cdot twC} \right)$$

else

$$1 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot dC \cdot twC \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot bfC \cdot tfC^2}{dV \cdot dC \cdot twC} \right) \cdot \left(1,9 - \frac{1,2 \cdot Pu}{Py} \right)$$

$$\phi Rn_V2 = 123,3535 \text{ tonnef}$$

Cumplimiento de resistencia a cortante en la zona del panel del alma de la columna para sistemas IMF

$$\text{Cumplimiento_panel_SMF} := \text{if } Vfu \leq \phi Rn_V2 = \text{"Cumple"}$$

"Cumple"

else

"NO Cumple"

8.14 Diseño de placas en la zona del panel (Ps).

Si la zona del panel cumple con la resistencia a los esfuerzos cortantes, esta sección se ignora

La fuerza de diseño de las placas de refuerzo se toma del Steel Design Guide 13 del AISC del año 1999 considerando el aporte de la menor resistencia a cortante de la zona del panel.

* Colocar 1 si la conexión es de un sistema IMF y 2 si es de un sistema SMF.

$$\text{Sistema} := 1$$

Fuerza de diseño de placa de continuidad (ecuación 4.2-1 del Steel Design Guide 13 del AISC de 1999)

$$VuPs := \text{if } \text{Sistema} = 1 = -72,955 \text{ kip}$$

$$Vfu - \phi Rn_V1$$

else

$$Vfu - \phi Rn_V2$$

$$VuPs = -33,0918 \text{ tonnef}$$

Espesor mínimo de placas de refuerzo para el alma de la columna en la zona del panel (ecuación 4.4-1 del Steel Design Guide 13 del AISC de 1999)

$$tPs := \frac{VuPs}{0,9 \cdot 0,6 \cdot 36 \text{ ksi} \cdot dC} = -0,6666 \text{ cm}$$

* Colocar el espesor de placas propuesto

$t_{Ps} := 1 \text{ cm}$

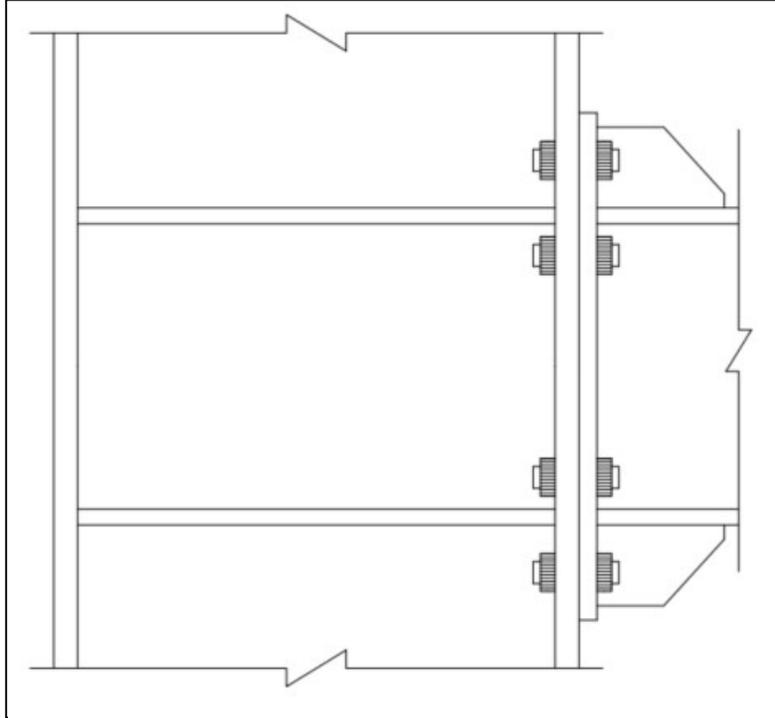
Cumplimiento de espesor mínimo de placas de refuerzo para el alma de la columna en la zona del panel para conexiones en sistemas SMF (sección 10.5.3e del CSCR-2010)

```
Cumplimiento_placas_SMF := if  $t_{Ps} \geq \frac{(d_V - 2 \cdot t_{fV}) + (d_C - 2 \cdot t_{fC})}{90}$  = "Cumple"  
    "Cumple"  
else  
    "NO Cumple"
```

Conexión de Placa Extrema Empernada Rigidizada (BSEEP)

Consideraciones generales:

- Los valores de tablas del AISC se reciben en unidades del sistema imperial y lo que solicita colocar en unidades del SI.
- Los títulos con asterisco * indican que el valor se modifica manualmente, además de que las variables están en color negro.
- Las variables en azul se calculan automáticamente.
- La conexión de la hoja es externa, por lo que sólo una viga llega a esta. Además de que posee un piso arriba.
- Los perfiles W para la viga y columna se asumen de acero A992 y la placa es de acero A575. Las placas de continuidad se asumen de acero A36.



Fuente: Elaboración propia.

1. Reacciones por cargas gravitacionales en la conexión.

* Reacción por cargas permanentes: $VP := 5 \text{ tonnef}$

* Reacción por cargas temporales: $VT := 9 \text{ tonnef}$

* Factor fR (sección 6.2 del CSCR-2010) $fR := 1$

Combinaciones de carga última (sección 6.2 del CSCR-2010)

CU-2: $VU2 := 1,2 \cdot VP + 1,6 \cdot fR \cdot VT = 20,4 \text{ tonnef}$

$VU2 := 40 \text{ kip}$

* Carga axial última de la combinación CU-2 del CSCR-2010:

$Pu := 0 \text{ tonnef}$

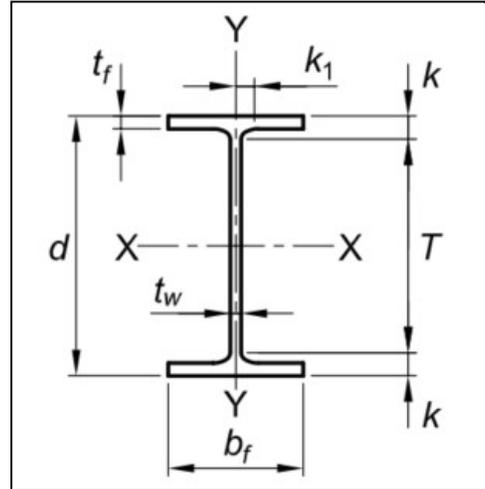
* Cortante que llega a la conexión producto del cortante sísmico del nivel donde se encuentra:

$Vus := 0 \text{ tonnef}$

2. Propiedades de la viga (V).

Las propiedades de la viga se toman de la tabla1-1 del manual del AISC del 2017

* Designación de la viga:	W 21 X 55
* Peralte:	$d_V := 20,8 \text{ in}$
* Ancho de patines:	$b_{fV} := 8,22 \text{ in}$
* Espesor del alma:	$t_{wV} := 0,375 \text{ in}$
* Espesor de patines:	$t_{fV} := 0,522 \text{ in}$
* Valor k:	$k_V := 1,02 \text{ in}$
* Módulo de sección plástico:	$Z_{xV} := 126 \text{ in}^3$
* Peso por unidad de longitud:	$Peso_V := 55 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$
* Claro de la viga:	$Claro := 5 \text{ m}$

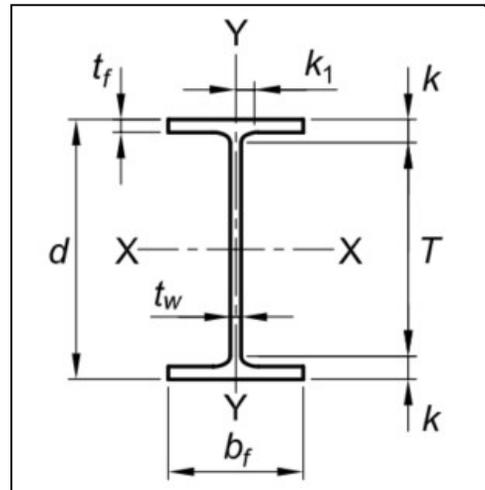


Fuente: AISC, 2017.

3. Propiedades de la columna (C).

Las propiedades de la columna se toman de la tabla1-1 del manual del AISC del 2017:

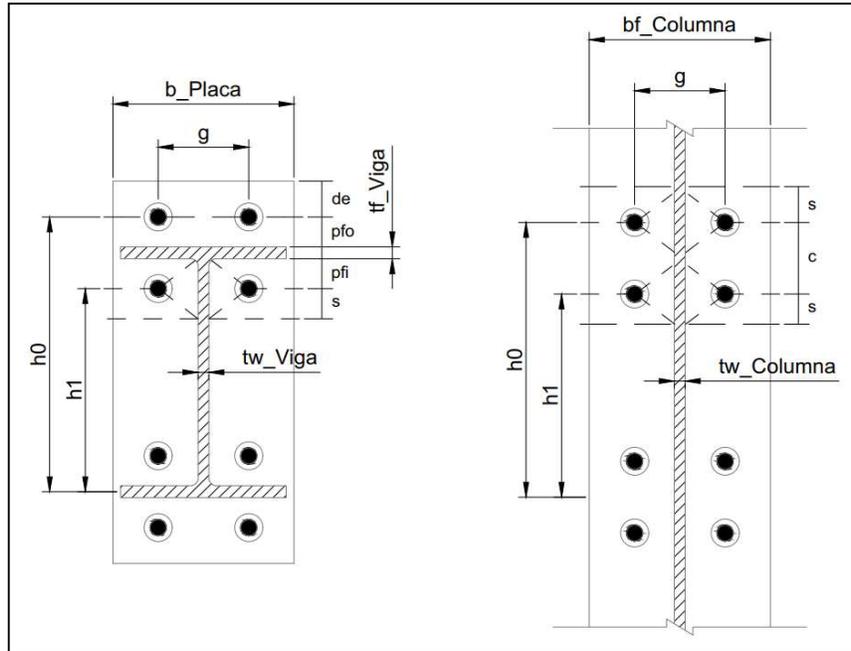
* Designación de la viga:	W 14 X 109
* Peralte:	$d_C := 14,3 \text{ in}$
* Ancho de patines:	$b_{fC} := 14,6 \text{ in}$
* Espesor del alma:	$t_{wC} := 0,525 \text{ in}$
* Espesor de patines:	$t_{fC} := 0,86 \text{ in}$
* Valor k:	$k_C := 1,46 \text{ in}$
* Valor k1:	$k_{1C} := 1,5 \text{ in}$
* Área transversal:	$A_{gC} := 32 \text{ in}^2$



Fuente: AISC, 2017.

4. Propiedades de la placa extrema (P) y placas rigidizadoras (s).

Las dimensiones en las conexiones con placa extrema se establecen a partir de la tabla 6.1 del AISC 358-16.



Fuente: Elaboración propia.

* Valor g: $g := 13,75 \text{ cm}$

* Valor pfo: $pfo := 5 \text{ cm}$

* Valor pfi: $pfi := pfo = 5 \text{ cm}$

* Longitud de la placa: $LP := 70 \text{ cm}$

* Ancho de la placa: $bP := 22,5 \text{ cm}$

Valor c: $c := pfi + tfV + pfo = 4,459 \text{ in}$

$$c = 11,3259 \text{ cm}$$

Valor s: $s := 0,5 \cdot \sqrt{bP \cdot g} = 3,4624 \text{ in}$

$$s = 8,7945 \text{ cm}$$

Distancia del ala de la viga en compresión a la línea de tornillos internos superior

$$h1 := dV - 1,5 \cdot tfV - pfi = 18,0485 \text{ in}$$

$$h1 = 45,8432 \text{ cm}$$

Distancia del ala de la viga en compresión a la línea de tornillos externos superior

$$h0 := dV - 0,5 \cdot tfV + pfo = 22,5075 \text{ in}$$

$$h0 = 57,1691 \text{ cm}$$

Línea del mecanismo de fluencia de la placa (tabla 6.2 del AISC 358-16)

$$Yp := \frac{bP}{2} \cdot \left(h1 \cdot \left(\frac{1}{pfi} + \frac{1}{s} \right) + h0 \cdot \left(\frac{1}{pfo} \right) - \frac{1}{2} \right) + \frac{2}{g} \cdot (h1 \cdot (pfi + s)) = 148,338 \text{ in}$$

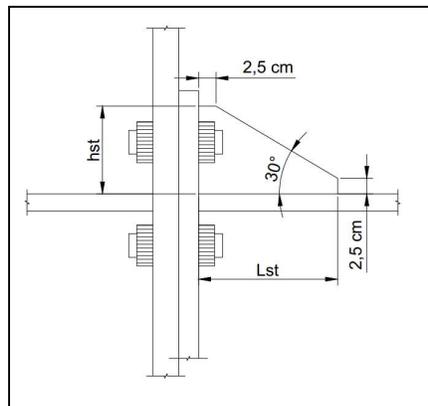
$$Yp = 376,7786 \text{ cm}$$

Línea del mecanismo de fluencia de la columna (tabla 6.5 del AISC 358-16)

$$Yc := \frac{bfC}{2} \cdot \left(h1 \cdot \left(\frac{1}{s} \right) + h0 \cdot \left(\frac{1}{s} \right) \right) + \frac{2}{g} \cdot \left(h1 \cdot \left(s + \frac{3 \cdot c}{4} \right) + h0 \cdot \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right) + \frac{g}{2} = 175,335 \text{ in}$$

$$Yc = 445,351 \text{ cm}$$

Las dimensiones de las placas rigidizadoras se establecen a partir de la tabla 6.7.4 del AISC 358-16



Fuente: Elaboración propia.

Altura mínima de las placas rigidizadoras

$$hst := \frac{LP - dV}{2} = 3,3795 \text{ in}$$

$$hst = 8,584 \text{ cm}$$

* Colocar la altura de la placa rigidizadora propuesta

$$hst := 3,6 \text{ cm}$$

Longitud mínima de las placas rigidizadoras
(ecuación 6.9-1 del AISC 358-16)

$$Lst := \frac{hst}{\tan(30^\circ)} = 2,4549 \text{ in}$$

$$Lst = 6,2354 \text{ cm}$$

* Colocar la longitud de la placa rigidizadora propuesta

$$Lst := 6,25 \text{ cm}$$

Valor de:

$$de := \frac{LP}{2} - \frac{dV}{2} - pfo = 3,584 \text{ cm}$$

5. Propiedades de los pernos.

Las propiedades de los pernos se toman de la sección J3 del AISC 360-16:

* <u>Designación:</u>	A490-N
<u>Tipo de perforaciones:</u>	Estándar
* <u>Resistencia al cortante:</u>	$Fnv := 68 \text{ ksi}$
* <u>Resistencia a la tensión:</u>	$Fnt := 113 \text{ ksi}$

6. Propiedades de las soldaduras.

La soldadura entre la viga y la placa extrema puede ser de filete doble cuyo tamaño debe ser al menos el 75% del espesor del alma de esta pero no menor a 0,25 in. Se puede sino, utilizar soldaduras de ranura de penetración completa.

Se debe colocar una soldadura de filete en ambas partes internas de los patines de la viga de 5/16 pulgadas (8 mm).

Para las placas de continuidad, estas se unen a los patines de la columna por medio de una soldadura de penetración completa, además, pueden soldarse al alma de la columna con dos soldaduras de filete, que en caso de no cumplir, deben utilizarse de ranura de penetración completa.

7. Revisión de las propiedades de los elementos.

La sección 6.3.1 del AISC 358-16 establece las siguientes consideraciones para la viga de la conexión:

<u>Peralte máximo:</u>	$D_Máximo := \text{if } dV \leq 55 \text{ in} = \text{"Cumple."}$ "Cumple." else "No cumple."
------------------------	---

<u>Espesor máximo en patines:</u>	$tf_Máximo := \text{if } tfV \leq 0,75 \text{ in} = \text{"Cumple."}$ "Cumple." else "No cumple."
-----------------------------------	---

Relación peralte-claro para sistemas SMF:

```

Sistema_SMF := if  $\frac{Claro}{dV} \geq 7$ 
    "Cumple para SMF."
else
    "No cumple para SMF."

```

```

Sistema_SMF = "Cumple para SMF."

```

Relación peralte-claro para sistemas IMF:

```

Sistema_IMF := if  $\frac{Claro}{dV} \geq 5$ 
    "Cumple para IMF."
else
    "No cumple para IMF."

```

```

Sistema_IMF = "Cumple para IMF."

```

La sección 6.3.2 del AISC 358-16 establece las siguientes consideraciones para la columna de la conexión:

Peralte máximo:

```

D_Máximo := if  $dV \leq 36 \text{ in}$  = "Cumple."
    "Cumple."
else
    "No cumple."

```

Esbeltez según el CSCR-2010:

```

Esbeltez := if  $\frac{bFC}{tFC} \leq 0,3 \cdot \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}}}$  = "No cumple."
    "Cumple."
else
    "No cumple."

```

8. Procedimiento de diseño de la conexión BSEEP.

8.1. Momento máximo probable en la cara de la columna

Factor de resistencia máxima de la conexión
(ecuación 2.4-2 del AISC 358-16)

$$C_{pr} := \frac{50 \text{ ksi} + 65 \text{ ksi}}{2 \cdot 50 \text{ ksi}} = 1,15$$

```

C_{pr} := if  $C_{pr} \leq 1,2$  = 1,15
    C_{pr}
else
    1,2

```

Relación entre el límite de fluencia elástico
esperado y el mínimo especificado (tabla 10.2 del
CSCR-2010)

$$R_y := 1,1$$

Momento máximo probable en la sección reducida (ecuación 2.4-1 del AISC 358-16)

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_y \cdot 50 \text{ ksi} \cdot Z_x V = 664,125 \text{ kip ft}$$

$$M_{pr} = 91,8186 \text{ tonnef m}$$

Distancia de la cara de la columna a la rótula plástica (sección 6.8.1 del AISC 358-16)

$$Sh := \min \left(\left[\frac{dV}{2} \cdot 3 \cdot b f V \right] \right) = 26,416 \text{ cm}$$

Longitud entre centros de rótulas plásticas

$$L_h := Claro - 2 \cdot Sh - dC = 4,1085 \text{ m}$$

Cálculo del cortante último en el extremo de la viga (sección 6.8-2 del AISC 358-16)

$$V_u := 2 \cdot \frac{M_{pr}}{L_h} + V_{U2} = 62,841 \text{ tonnef}$$

Momento máximo probable en la cara de la columna (ecuación 6.8-1 del AISC 358-16)

$$M_f := M_{pr} + V_u \cdot Sh = 784,1936 \text{ kip ft}$$

$$M_f = 108,4187 \text{ tonnef m}$$

8.2 Diámetro mínimo requerido de los pernos

Diámetro mínimo requerido de pernos (ecuación 6.8-3 del AISC 358-16)

$$d_{min} := \sqrt{\frac{2 \cdot M_f}{\pi \cdot 0,9 \cdot F_{nt} \cdot (h_1 + h_0)}} = 1,2052 \text{ in}$$

$$d_{min} = 30,6117 \text{ mm}$$

* Colocar el diámetro propuesto de pernos

$$d := 1,25 \text{ in}$$

8.3 Espesor mínimo requerido de la placa extrema

Espesor mínimo requerido de la placa extrema (ecuación 6.8-5 del AISC 358-16)

$$t_{P_{min}} := \sqrt{\frac{1,11 \cdot M_f}{1 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot Y_p}} = 1,1867 \text{ in}$$

$$t_{P_{min}} = 3,0143 \text{ cm}$$

* Colocar el espesor propuesto de placa

$$t_P := 3 \text{ cm}$$

8.4 Fuerza factorizada en cada patín de la viga

Fuerza factorizada en cada patín de la viga (ecuación 6.8-6 del AISC 358-16)

$$F_{fu} := \frac{M_f}{dV - t f V} = 464,0657 \text{ kip}$$

$$F_{fu} = 210,4966 \text{ tonnef}$$

8.5 Verificación del espesor requerido para las placas rigidizadoras

Espesor mínimo para las placas rigidizadoras
(ecuación 6.8-9 del AISC 358-16)

$$tst_min := twV \frac{50 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}} = 0,375 \text{ in}$$

$$tst_min = 0,9525 \text{ cm}$$

* Colocar el espesor de placas rigidizadoras
propuesto

$$tst := 1 \text{ cm}$$

8.6 Verificación resistencia de las placas rigidizadoras al pandeo

Cumplimiento de resistencia del pandeo en las
placas rigidizadoras

$$Pandeo_placas := \text{if } \frac{hst}{tst} \leq 0,56 \cdot \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}}} = \text{"Cumple."}$$

$$\text{"Cumple."}$$

$$\text{else}$$

$$\text{"No cumple."}$$

8.7 Verificación a la resistencia a ruptura por cortante en los pernos a compresión en la placa externa

Área transversal de cada perno

$$At := \pi \cdot \left(\frac{d}{2} \right)^2 = 1,2272 \text{ in}^2$$

Resistencia nominal ajustada a cortante (ecuación 6.
8-11 del AISC 358-16)

$$\phi BS := 0,9 \cdot 4 \cdot Fnv \cdot At = 300,4148 \text{ kip}$$

$$\phi BS = 136,2659 \text{ tonnef}$$

Cortante nominal ajustado de los pernos contra la
fuerza cortante última

$$Cortante_Pernos := \text{if } Vu \leq \phi BS = \text{"Cumple."}$$

$$\text{"Cumple."}$$

$$\text{else}$$

$$\text{"No cumple."}$$

8.8 Verificación a la resistencia al aplastamiento por pernos en la placa externa

Distancia libre entre perforaciones

$$Lc := pfo + tfV + pfi - d = 8,1509 \text{ cm}$$

Aplastamiento nominal ajustado considerando la
deformación para la placa extrema (ecuación J3
-6a del AISC 360-16)

$$\phi Rn1 := 0,9 \cdot 2 \cdot 2,4 \cdot d \cdot tP \cdot 65 \text{ ksi} = 414,5669 \text{ kip}$$

$$\phi Rn1 = 188,0444 \text{ tonnef}$$

8.11 Requerimiento de placas de continuidad

Primero se revisa la resistencia de la columna a los estados límites por fuerzas concentradas. Si no se cumple con uno estado límite, se deben colocar placas de continuidad.

Resistencia nominal ajustada a la fluencia local del alma (ecuación 6.8-17 del AISC 358-16)

$$\phi Rn_{WLY} := 1 \cdot (6 \cdot kC + tfV + 2 \cdot tP) \cdot 50 \text{ ksi} \cdot twC = 305,6604 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{WLY} = 138,6452 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de WLY

$$Ffu = 210,4966 \text{ tonnef} \leq \phi Rn_{WLY} = 138,6452 \text{ tonnef}$$

```
Cumplimiento_WLY := if  $\phi Rn_{WLY} \geq Ffu$  = "NO cumple"
                    "Cumple."
                    else
                    "NO cumple"
```

Resistencia nominal ajustada al pandeo por compresión del alma (ecuación 6.8-19 del AISC 358-16)

$$\phi Rn_{WCB} := 0,75 \cdot \frac{24 \cdot twC^3 \cdot \sqrt{29000 \text{ ksi} \cdot 50 \text{ ksi}}}{dC - 2 \cdot tFC} \cdot 1 = 249,3181 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{WCB} = 113,0888 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de WCB

$$Ffu = 210,4966 \text{ tonnef} \leq \phi Rn_{WCB} = 113,0888 \text{ tonnef}$$

```
Cumplimiento_WCB := if  $\phi Rn_{WCB} \geq Ffu$  = "NO cumple"
                    "Cumple."
                    else
                    "NO cumple"
```

Resistencia nominal ajustada al aplastamiento del alma (ecuación J10-4 del AISC 360-16)

$$\phi Rn_{WC} := 0,75 \cdot 0,8 \cdot twC^2 \cdot \left(1 + 3 \cdot \left(\frac{bfV + \frac{5}{16} \text{ in} + 2 \cdot tP}{dC} \right) \cdot \left(\frac{twC}{tFC} \right)^{1,5} \right) \cdot \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi} \cdot 50 \text{ ksi} \cdot tFC}{twC}} \cdot 1 = 532,726 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{WC} = 241,6404 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de WC

$$Ffu = 210,4966 \text{ tonnef} \leq \phi Rn_{WC} = 241,6404 \text{ tonnef}$$

```
Cumplimiento_WC := if  $\phi Rn_{WC} \geq Ffu$  = "Cumple."
                  "Cumple."
                  else
                  "NO cumple"
```

8.12 Diseño de placas de continuidad (p).

Si la columna cumple con los estados límite por fuerzas concentradas y con el espesor mínimo de patines, esta sección se ignora

La sección 6.8.8.2 del AISC 358-16 establece que debe considerarse otro estado límite para determinar la menor resistencia a fuerzas concentradas para el diseño de las placas de continuidad si se requieren.

Resistencia nominal a la fluencia por flexión de los patines de la columna

$$\phi Rn4 := \frac{0,9 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot Yc \cdot t_{fc}^2}{dC - t_{fc}} = 434,189 \text{ kip}$$

$$\phi Rn4 = 196,9448 \text{ tonnef}$$

La fuerza de diseño de las placas de continuidad se toma del Steel Design Guide 13 del AISC del año 1999 considerando el aporte de la menor resistencia a los estados límites por fuerzas concentradas.

Menor resistencia a los estados límites por fuerzas concentradas.

$$\phi Rn := [\phi Rn_{WLY} \ \phi Rn_{WCB} \ \phi Rn_{WC} \ \phi Rn4]$$

$$\phi Rn := \min(\phi Rn)$$

Fuerza de diseño de placa de continuidad (ecuación 4.2-1 del Steel Design Guide 13 del AISC del 1999)

$$Pfu := Ffu - \min(\phi Rn) = 214,7476 \text{ kip}$$

$$Pfu = 97,4079 \text{ tonnef}$$

Ancho de placas mínimo (sección E3.6f.2 (a) del AISC 341-16)

$$bp := \frac{bfV}{2} - \frac{twC}{2} = 3,8475 \text{ in}$$

$$bp = 9,7726 \text{ cm}$$

* Colocar el ancho de placas propuesto

$$bp := 10 \text{ cm}$$

Espesor de placas mínimo para conexiones externas (sección E3.6f.2 (b) del AISC 341-16)

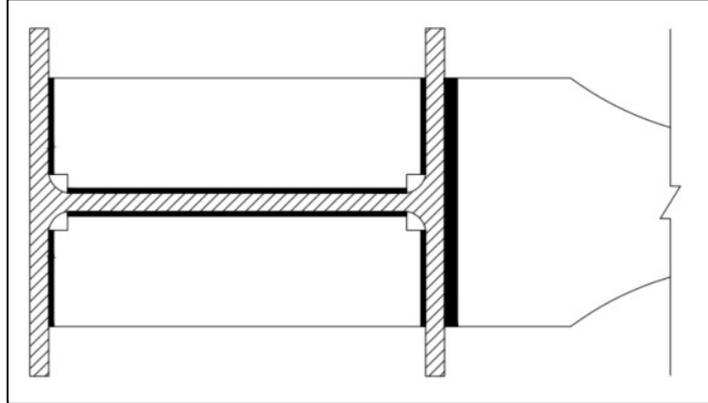
$$t_p := 0,5 \cdot t_{fV} = 0,6629 \text{ cm}$$

* Colocar el espesor de placas propuesto

$$t_p := 1 \text{ cm}$$

Longitud aproximada de las placas

$$L_p := d_C - 2 \cdot t_{fC} = 31,9532 \text{ cm}$$



Fuente: Elaboración propia.

El tamaño de las perforaciones que se hace para el calce de las placas se calcula como:

Perforación en el sentido vertical de la imagen (figura 10.2 del CSCR-2010)

$$p_v := k_1 C - \frac{t_w C}{2} + 8 \text{ mm} = 1,5525 \text{ in}$$

$$p_v = 3,9432 \text{ cm}$$

Perforación en el sentido horizontal de la imagen (figura 10.2 del CSCR-2010)

$$p_h := k C - t_{fC} + 40 \text{ mm} = 2,1748 \text{ in}$$

$$p_h = 5,524 \text{ cm}$$

Para estimar la resistencia de la soldadura de filete entre las placas y el alma de la columna, se toma el menor de los siguientes valores de acuerdo con la sección B2.4.4b del CSCR-2010:

Suma de la resistencia a tensión de las áreas de contacto entre el patín de la columna y la placa (ecuación J4-1 del AISC 360-16)

$$\phi R_{n1} := 0,9 \cdot 36 \text{ ksi} \cdot (t_p \cdot (b_p - p_v)) + 0,9 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot (t_p \cdot (b_p - p_v)) = 72,663 \text{ kip}$$

$$\phi R_{n1} = 32,9594 \text{ tonnef}$$

Resistencia a cortante del área de contacto entre el alma de la columna y la placa de continuidad (ecuación J4-3 del AISC 360-16)

$$\phi Rn2 := 1 \cdot 36 \text{ ksi} \cdot (tP \cdot (Lp - 2 \cdot ph)) = 349,9537 \text{ kip}$$

$$\phi Rn2 = 158,7363 \text{ tonnef}$$

Resistencia a cortante de la zona del panel del alma de la columna (ecuación J4-3 del AISC 360-16)

$$\phi Rn3 := \text{if } Pu \leq 0,75 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot AgC \quad = 244,753 \text{ kip}$$

$$0,9 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot dC \cdot twC \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot bfc \cdot tfc^2}{dV \cdot dC \cdot twC} \right)$$

else

$$0,9 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot dC \cdot twC \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot bfc \cdot tfc^2}{dV \cdot dC \cdot twC} \right) \cdot \left(1,9 - \frac{1,2 \cdot Pu}{Py} \right)$$

$$\phi Rn3 = 111,0181 \text{ tonnef}$$

Resistencia a la cedencia en los patines de la viga (ecuación J4-1 del AISC 360-16)

$$\phi Rn4 := 1 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot (bfV \cdot tfV) = 214,542 \text{ kip}$$

$$\phi Rn4 = 97,3146 \text{ tonnef}$$

Resistencia mínima

$$\phi Rn := [\phi Rn1 \quad \phi Rn2 \quad \phi Rn3 \quad \phi Rn4]$$

$$\phi Rn := \min (\phi Rn)$$

Cumplimiento soldadura de filete

$$\text{Cumplimiento_filete} := \text{if } Pfu \leq \phi Rn \quad = \text{"NO Cumple"}$$

$$\quad \quad \quad \text{"Cumple"}$$

$$\quad \quad \quad \text{else}$$

$$\quad \quad \quad \text{"NO Cumple"}$$

Si no cumple la soldadura de filete, debe usarse una de ranura de penetración completa.

8.13 Requerimiento de placas de refuerzo en la zona del panel

Primero se revisa la resistencia de la columna a los esfuerzos cortantes en la zona del panel. El capítulo 10 del CSCR-2010 establece que para determinar la resistencia a cortante en la zona del panel del alma de la columna, se utiliza un factor de reducción de 0,9 para sistemas IMF y de 1 para sistemas SMF.

Fuerza cortante en la zona del panel de la conexión externa (ecuación 2.1-4 del Steel Design Guide 13 del AISC del 1999)

$$Vfu := 0,8 \cdot Pfu - Vus = 171,7981 \text{ kip}$$

$$Vfu = 77,9263 \text{ tonnef}$$

Resistencia a cortante de la zona del panel del alma de la columna para sistemas IMF (ecuación J4-3 del AISC 360-16)

$$\phi Rn_{V1} := \text{if } Pu \leq 0,75 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot AgC \quad = 244,753 \text{ kip}$$

$$0,9 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot dC \cdot twC \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_{fC} \cdot t_{fC}^2}{dV \cdot dC \cdot twC} \right)$$

else

$$0,9 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot dC \cdot twC \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_{fC} \cdot t_{fC}^2}{dV \cdot dC \cdot twC} \right) \cdot \left(1,9 - \frac{1,2 \cdot Pu}{Py} \right)$$

$$\phi Rn_{V1} = 111,0181 \text{ tonnef}$$

Cumplimiento de resistencia a cortante en la zona del panel del alma de la columna para sistemas IMF

$$\text{Cumplimiento_panel_IMF} := \text{if } Vfu \leq \phi Rn_{V1} = \text{"Cumple"}$$

"Cumple"

else

"NO Cumple"

Resistencia a cortante de la zona del panel del alma de la columna para sistemas SMF (ecuación J4-3 del AISC 360-16)

$$\phi Rn_{V2} := \text{if } Pu \leq 0,75 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot AgC \quad = 271,9478 \text{ kip}$$

$$1 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot dC \cdot twC \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_{fC} \cdot t_{fC}^2}{dV \cdot dC \cdot twC} \right)$$

else

$$1 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot dC \cdot twC \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_{fC} \cdot t_{fC}^2}{dV \cdot dC \cdot twC} \right) \cdot \left(1,9 - \frac{1,2 \cdot Pu}{Py} \right)$$

$$\phi Rn_{V2} = 123,3535 \text{ tonnef}$$

Cumplimiento de resistencia a cortante en la zona del panel del alma de la columna para sistemas IMF

$$\text{Cumplimiento_panel_SMF} := \text{if } Vfu \leq \phi Rn_{V2} = \text{"Cumple"}$$

"Cumple"

else

"NO Cumple"

8.14 Diseño de placas en la zona del panel (Ps).

Si la zona del panel cumple con la resistencia a los esfuerzos cortantes, esta sección se ignora

La fuerza de diseño de las placas de refuerzo se toma del Steel Design Guide 13 del AISC del año 1999 considerando el aporte de la menor resistencia a cortante de la zona del panel.

* Colocar 1 si la conexión es de un sistema IMF y 2 si es de un sistema SMF.

Sistema := 1

Fuerza de diseño de placa de continuidad (ecuación 4.2-1 del Steel Design Guide 13 del AISC de 1999)

```
VuPs := if Sistema = 1 = -72,955 kip
        Vfu - φRn_V1
        else
        Vfu - φRn_V2
```

VuPs = -33,0918 tonnef

Espesor mínimo de placas de refuerzo para el alma de la columna en la zona del panel (ecuación 4.4-1 del Steel Design Guide 13 del AISC de 1999)

$$tPs := \frac{VuPs}{0,9 \cdot 0,6 \cdot 36 \text{ ksi} \cdot dC} = -0,6666 \text{ cm}$$

* Colocar el espesor de placas propuesto

tPs := 1 cm

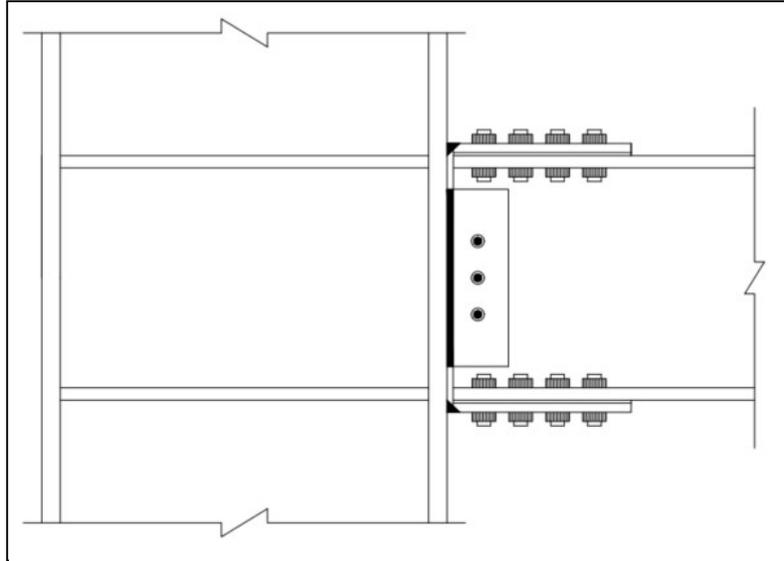
Cumplimiento de espesor mínimo de placas de refuerzo para el alma de la columna en la zona del panel para conexiones en sistemas SMF (sección 10.5.3e del CSCR-2010)

```
Cumplimiento_placas_SMF := if tPs ≥  $\frac{(dV - 2 \cdot tfV) + (dC - 2 \cdot tfC)}{90}$  = "Cumple"
        "Cumple"
        else
        "NO Cumple"
```

Conexión Precalificada de Placa de Patín Apernado (BFP)

Consideraciones generales:

- Los valores de tablas del AISC se reciben en unidades del sistema imperial y lo que solicita colocar en unidades del SI.
- Los títulos con asterisco * indican que el valor se modifica manualmente, además de que las variables están en color negro.
- Las variables en azul se calculan automáticamente.
- La conexión de la hoja es externa, por lo que sólo una viga llega a esta. Además de que posee un piso arriba.
- Los perfiles W para la viga y columna se asumen de acero A992 y las placas de continuidad de acero A572.
- La presente hoja de cálculo NO diseña la placa sencilla entre el alma de la viga y el patín de la columna, sólo menciona los aspectos a tomar en cuenta sobre esta.



Fuente: Elaboración propia.

1. Reacciones por cargas gravitacionales en la conexión.

* Reacción por cargas permanentes: $VP := 5 \text{ tonnef}$

* Reacción por cargas temporales: $VT := 9 \text{ tonnef}$

* Factor fR (sección 6.2 del CSCR-2010): $fR := 1$

Combinaciones de carga última (sección 6.2 del CSCR-2010):

CU-2: $VU2 := 1,2 \cdot VP + 1,6 \cdot fR \cdot VT = 20,4 \text{ tonnef}$

$VU2 := 40 \text{ kip}$

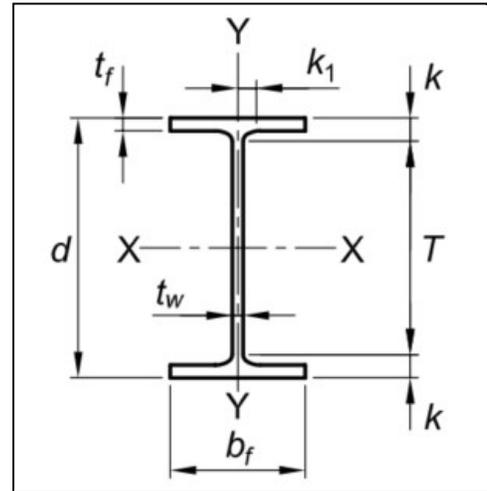
* Carga axial última de la combinación CU-2 del CSCR-2010: $Pu := 0 \text{ tonnef}$

* Cortante que llega a la conexión producto del cortante sísmico del nivel donde se encuentra: $Vus := 0 \text{ tonnef}$

2. Propiedades de la viga (V).

Las propiedades de la viga se toman de la tabla 1-1 del manual del AISC del 2017:

* Designación de la viga:	W 21 X 55
* Peralte:	$d_V := 20,8 \text{ in}$
* Ancho de patines:	$b_{fV} := 8,22 \text{ in}$
* Espesor del alma:	$t_{wV} := 0,375 \text{ in}$
* Espesor de patines:	$t_{fV} := 0,522 \text{ in}$
* Valor k:	$k_V := 1,02 \text{ in}$
* Gramil en patines:	$g_V := 1,02 \text{ in}$
* Módulo de sección plástico:	$Z_{xV} := 126 \text{ in}^3$
* Peso por unidad de longitud:	$Peso_V := 55 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$
* Claro de la viga:	$Claro := 5 \text{ m}$

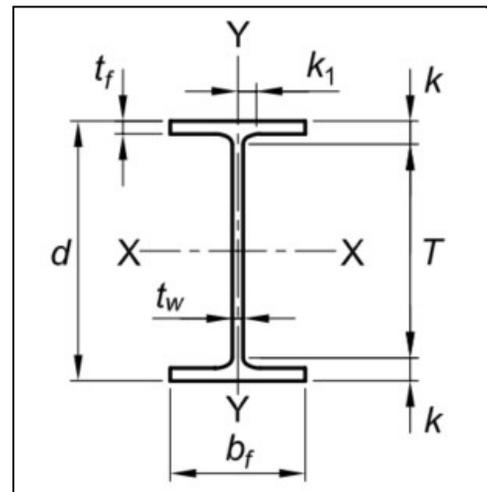


Fuente: AISC, 2017.

3. Propiedades de la columna (C).

Las propiedades de la columna se toman de la tabla 1-1 del manual del AISC del 2017:

* Designación de la viga:	W 14 X 109
* Peralte:	$d_C := 14,3 \text{ in}$
* Ancho de patines:	$b_{fC} := 14,6 \text{ in}$
* Espesor del alma:	$t_{wC} := 0,525 \text{ in}$
* Espesor de patines:	$t_{fC} := 0,86 \text{ in}$
* Valor k:	$k_C := 1,46 \text{ in}$
* Valor k1:	$k_{1C} := 1,5 \text{ in}$
* Área transversal:	$A_{gC} := 32 \text{ in}^2$

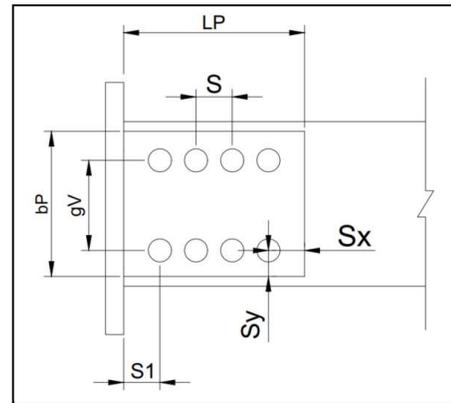


Fuente: AISC, 2017.

4. Propiedades de las placas en patines (P).

Se deben establecer las distancias para las perforaciones. La distancia entre perforaciones se recomienda que sea de 3 pulgadas (7,5 cm) y la distancia entre cada perforación y el borde de las placas debe cumplir con los valores mínimos de la tabla J3.4 del AISC 360-16).

* Distancia S_x :	$S_x := 1,25 \text{ in}$
* Distancia S_y :	$S_y := 1,25 \text{ in}$
* Distancia S_1 :	$S_1 := 1,25 \text{ in}$
* Espesor de placas:	$t_P := 1,6 \text{ in}$



Fuente: Elaboración propia.

Ancho mínimo de placas: $bP_{min} := gV + 2 \cdot S_y = 8,9408 \text{ cm}$

Ancho máximo de placas: $bP_{max} := bfV - S_y = 17,7038 \text{ cm}$

Colocar el ancho de placas propuesto: $bP := 17,5 \text{ cm}$

5. Propiedades de los pernos en las placas de los patines de la viga.

La sección 7.5.4 del AISC 358-16 establece que la resistencia mínima de la designación de los pernos en las placas de los patines debe ser de grado A490 y su diámetro máximo debe ser de 1 1/8 pulgadas (28 mm).

Designación: A490

Roscas excluidas o no excluidas: No excluidas - N

6. Propiedades de las soldaduras.

La sección 7.5.3 del AISC 358-16 establece que la conexión entre la placa simple y el patín de la columna puede ser una soldadura doble de filete o de ranura de penetración completa.

La sección 7.5.2 del AISC 358-16 establece que la conexión entre las placas en los patines de la viga y el patín de la columna debe ser de ranura de penetración completa y se considera como soldadura de demanda crítica.

Para las placas de continuidad, estas se unen a los patines de la columna por medio de una soldadura de penetración completa, pueden soldarse al alma de la columna con dos soldaduras de filete, que en caso de no cumplir, deben utilizarse de ranura de penetración completa.

8. Procedimiento de diseño de la conexión BFP.

8.1 Momento máximo probable en la conexión

Factor de resistencia máxima de la conexión (ecuación 2.4-2 del AISC 358-16)

$$C_{pr} := \frac{50 \text{ ksi} + 65 \text{ ksi}}{2 \cdot 50 \text{ ksi}} = 1,15$$

$$C_{pr} := \text{if } C_{pr} \leq 1,2 = 1,15 \\ C_{pr} \\ \text{else} \\ 1,2$$

Relación entre el límite de fluencia elástico esperado y el mínimo especificado (tabla 10.1 del CSCR-2010)

$$R_y := 1,1$$

Momento máximo probable en la sección reducida (ecuación 5.8-5 del AISC 358-16)

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_y \cdot 50 \text{ ksi} \cdot Z_x V = 7969,5 \text{ kip in}$$

$$M_{pr} = 91,8186 \text{ tonnef m}$$

8.2 Diámetro máximo de los pernos en las placas de los patines

Relación entre el esfuerzo último esperado y el mínimo especificado (tabla 10.1 del CSCR-2010)

$$R_t := 1,1$$

Diámetro máximo de los pernos para evitar la ruptura por tensión de las placas (ecuación 7.6-2 del AISC 358-16)

$$d_{max} := \frac{bfV}{2} \cdot \left(1 - \frac{R_y \cdot 50 \text{ ksi}}{R_t \cdot 65 \text{ ksi}} \right) - \frac{1}{8} \text{ in} = 0,8235 \text{ in}$$

$$d_{max} = 20,9159 \text{ mm}$$

* Colocar el diámetro propuesto de pernos en las placas de los patines de la viga

$$d_P := 1 \text{ in}$$

8.3 Resistencia a cortante en pernos y aplastamiento por pernos en las placas de los patines

Área transversal de los pernos en las placas de los patines de la viga

$$A_t := n \cdot \left(\frac{d_P}{2} \right)^2 = 0,7854 \text{ in}^2$$

Resistencia mínimo a cortante en pernos o aplastamiento por pernos (ecuación 7.6-3 del AISC 358-16)

$$r_n := \begin{bmatrix} 1,0 \cdot 68 \text{ ksi} \cdot A_t \\ 2,4 \cdot 65 \text{ ksi} \cdot d_P \cdot t_{fV} \\ 2,4 \cdot 58 \text{ ksi} \cdot d_P \cdot t_P \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 53,4071 \\ 81,432 \\ 222,72 \end{bmatrix} \text{ kip}$$

$$rn = \begin{bmatrix} 24,225 \\ 36,9369 \\ 101,0241 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

$$rn := \min(rn) = 24,225 \text{ tonnef}$$

8.4 Número de pernos en las placas de los patines

Número mínimo de pernos en las placas de los patines de la viga (ecuación 7.6-4 del AISC 358-16)

$$n := \frac{1,25 \cdot Mpr}{0,9 \cdot rn \cdot (dV + tP)} = 9,2523$$

* Colocar el número propuesto de pernos en las placas de los patines de la viga

$$n := 10$$

8.5 Distancia entre la cara de la columna y la rótula plástica

* Espaciamiento entre pernos en las placas de los patines (sección J3.5 del AISC 360-16)

$$s := 3 \text{ in}$$

Distancia entre la cara de la columna y la rótula plástica (ecuación 7.6-5 del AISC 358-16)

$$Sh := S1 + s \cdot \left(\frac{n}{2} - 1 \right) = 13,25 \text{ in}$$

$$Sh = 33,655 \text{ cm}$$

8.6 Cortante último en la rótula plástica de la viga

Longitud entre los centros de las rótulas plásticas de ambos extremos de la viga

$$Lh := Claro - 2 \cdot Sh = 4,3269 \text{ m}$$

Fuerza cortante en la rótula plástica (ecuación 5.8-9 del AISC 358-16)

$$Vh := \frac{2 \cdot Mpr}{Lh} + VU2 = 133,566 \text{ kip}$$

$$Vh = 60,5845 \text{ tonnef}$$

8.7 Momento esperado en la cara de la columna

Momento esperado en la cara de la columna (ecuación 7.6-6 del AISC 358-16)

$$Mf := Mpr + Vh \cdot Sh = 811,6041 \text{ kip ft}$$

$$Mf = 112,2083 \text{ tonnef m}$$

8.8 Fuerza en las placas de los patines producto del momento esperado en la cara de la columna

Fuerza en las placas de los patines producto del momento esperado en la cara de la columna (ecuación 7.6-7 del AISC 358-16)

$$F_{pr} := \frac{M_f}{d_V + t_P} = 434,7879 \text{ kip}$$

$$F_{pr} = 197,2165 \text{ tonnef}$$

8.8 Verificación de que la cantidad de pernos es adecuada para resistir la fuerza producto del momento esperado en la cara de la columna

Resistencia mínima r_n contra la fuerza producto del momento esperado en la cara de la columna (ecuación 7.6-8 del AISC 358-16)

$$\text{Cantidad_pernos} := \text{if } n \geq \frac{F_{pr}}{0,9 \cdot r_n} = \text{"Cumple."}$$

$$\text{"Cumple."}$$

$$\text{else}$$

$$\text{"No cumple."}$$

Si no se cumple la revisión anterior, se debe cambiar la cantidad n de pernos en el paso 8.4.

8.9 Verificación de que el espesor de las placas en los patines es adecuado para resistir la fuerza producto del momento esperado en la cara de la columna

Resistencia a la fluencia de las placas en los patines contra la fuerza producto del momento esperado en la cara de la columna (ecuación 7.6-9 del AISC 358-16)

$$\text{Espesor_Placas} := \text{if } t_P \geq \frac{F_{pr}}{1,50 \text{ ksi} \cdot b_P} = \text{"Cumple."}$$

$$\text{"Cumple."}$$

$$\text{else}$$

$$\text{"No cumple."}$$

Si no se cumple la revisión anterior, se debe cambiar el espesor de las placas en el paso 4.

10.9 Verificación del estado límite de ruptura por tensión en las placas en los patines

Área neta efectiva de las placas en los patines

$$A_e := b_P \cdot t_P - 2 \cdot \left(d_P + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \cdot t_P = 7,6236 \text{ in}^2$$

Resistencia nominal de las placas en los patines a la ruptura por tensión (ecuación J4-2 del AISC 360-16)

$$R_n := 65 \text{ ksi} \cdot A_e = 495,5354 \text{ kip}$$

$$R_n = 224,7711 \text{ tonnef}$$

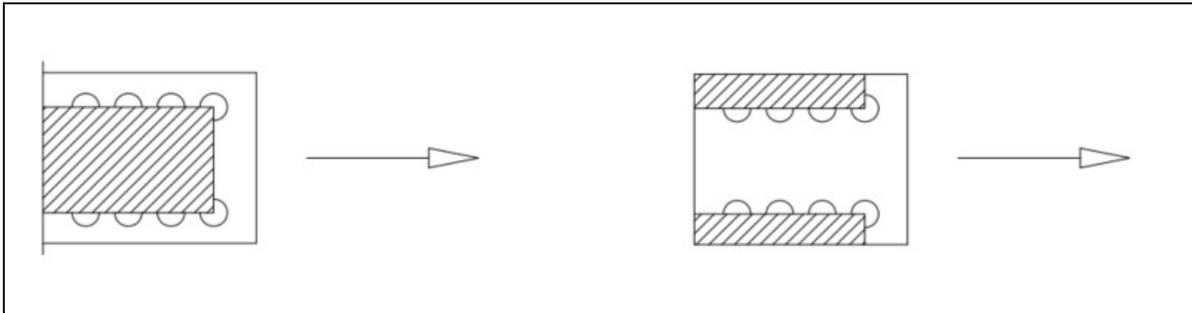
Resistencia nominal ajustada a la ruptura por tensión de las placas contra la fuerza producto del momento esperado en la cara de la columna (ecuación 7.6-10 del AISC 358-16)

```
Ruptura_Placas := if Fpr ≤ 0,9 · Rn = "Cumple."
                  "Cumple."
                  else
                  "No cumple."
```

Si no se cumple la revisión anterior, se debe cambiar el espesor de las placas en el paso 5.

8.10 Verificación del estado límite de ruptura por bloque de cortante en los patines

Para analizar la ruptura por bloque de cortante de los patines de la viga se tienen los siguientes planos de fallas:



Fuente: Elaboración propia.

Las áreas 1 corresponden al plano de falla izquierda y las áreas 2 son los planos de falla de la derecha en la figura anterior.

Área bruta sujeta a cortante en el plano de la izquierda

$$A_{gv1} := 2 \cdot \left(t_P \cdot \left(s_1 + \left(\frac{n}{2} - 1 \right) \cdot s \right) \right) = 42,4 \text{ in}^2$$

$$A_{gv1} = 273,5478 \text{ cm}^2$$

Área neta efectiva sujeta a cortante en el plano de la izquierda

$$A_{nv1} := 2 \cdot \left(t_P \cdot \left(s_1 + \left(\frac{n}{2} - 1 \right) \cdot s - \left(\frac{n}{2} - 1 + 0,5 \right) \cdot \left(d_P + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \right) \right) = 27,1 \text{ in}^2$$

$$A_{nv1} = 174,8384 \text{ cm}^2$$

Área neta efectiva sujeta a tensión en el plano de la izquierda

$$A_{nt1} := t_P \cdot \left(b_P - 2 \cdot \left(d_P + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \right) = 7,6236 \text{ in}^2$$

$$A_{nt1} = 49,1846 \text{ cm}^2$$

Área bruta sujeta a cortante en el plano de la derecha

$$Agv2 := Agv1 = 42,4 \text{ in}^2$$

$$Agv2 = 273,5478 \text{ cm}^2$$

Área neta efectiva sujeta a cortante en el plano de la derecha

$$Anv2 := Anv1 = 27,1 \text{ in}^2$$

$$Anv2 = 174,8384 \text{ cm}^2$$

Área neta efectiva sujeta a tensión en el plano de la izquierda

$$Ant2 := 2 \cdot tP \cdot \left(S_y - 0,5 \cdot \left(dP + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \right) = 2,3 \text{ in}^2$$

$$Ant2 = 14,8387 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal de las placas en los patines a la ruptura por bloque de cortante según el plano de falla 1 (ecuación J4-5 del AISC 360-16)

$$Rn1 := \begin{bmatrix} 0,6 \cdot 65 \text{ ksi} \cdot Anv1 + 1 \cdot 65 \text{ ksi} \cdot Ant1 \\ 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot Agv1 + 1 \cdot 65 \text{ ksi} \cdot Ant1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1552,4354 \\ 1767,5354 \end{bmatrix} \text{ kip}$$

$$Rn1 = \begin{bmatrix} 704,1729 \\ 801,7406 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

$$Rn1 := \min(Rn1) = 704,1729 \text{ tonnef}$$

Resistencia nominal de las placas en los patines a la ruptura por bloque de cortante según el plano de falla 2 (ecuación J4-5 del AISC 360-16)

$$Rn2 := \begin{bmatrix} 0,6 \cdot 65 \text{ ksi} \cdot Anv2 + 1 \cdot 65 \text{ ksi} \cdot Ant2 \\ 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot Agv2 + 1 \cdot 65 \text{ ksi} \cdot Ant2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1206,4 \\ 1421,5 \end{bmatrix} \text{ kip}$$

$$Rn2 = \begin{bmatrix} 547,2138 \\ 644,7816 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

$$Rn2 := \min(Rn2) = 547,2138 \text{ tonnef}$$

Resistencia nominal mínima de las placas en los patines a la ruptura por bloque de cortante

$$Rn := \begin{bmatrix} Rn1 \\ Rn2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 704,1729 \\ 547,2138 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

$$Rn := \min(Rn) = 547,2138 \text{ tonnef}$$

Resistencia nominal ajustada a la ruptura por bloque de cortante de las placas contra la fuerza producto del momento esperado en la cara de la columna (ecuación 7.6-11 del AISC 358-16)

```
Ruptura_Bloque_Placas := if Fpr ≤ 0,9·Rn
                        "Cumple."
                        else
                        "No cumple."
```

```
Ruptura_Bloque_Placas = "Cumple."
```

Si no se cumple la revisión anterior, se debe cambiar el espesor de las placas en el paso 5.

8.11 Verificación del estado límite de pandeo por compresión en los patines

Longitud efectiva de las placas (sección 7.6-13 del AISC 358-16)

$$KL := 10,65 \cdot S1 = 13,3125 \text{ in}$$

Radio de gira de las placas

$$rP := \frac{tP}{\sqrt{12}} = 0,4619 \text{ in}$$

Esfuerzo de pandeo elástico de las placas (ecuación E3-4 del AISC 360-16)

$$Fe := \frac{\pi^2 \cdot 29000 \text{ ksi}}{\left(\frac{KL}{rP}\right)^2} = 344,5381 \text{ ksi}$$

$$Fe = 24,2234 \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo crítico de las placas (sección E.3 del AISC 360-16)

$$Fcr := \text{if } \frac{KL}{rP} \leq 4,71 \cdot \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{36 \text{ ksi}}} = 34,4595 \text{ ksi}$$

$$\left(0,658 \frac{36 \text{ ksi}}{Fe}\right) \cdot 36 \text{ ksi}$$

else

$$0,877 \cdot Fe$$

$$Fcr = 2,4227 \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}^2}$$

Área transversal de la placa

$$AgP := tP \cdot bP = 11,0236 \text{ in}^2$$

Resistencia a la compresión y pandeo por compresión en los patines (ecuación J4-6 del AISC 360-16)

$$Rn := \text{if } \frac{KL}{rP} \leq 25 = 1102,7049 \text{ kip}$$

$$36 \text{ ksi} \cdot AgP$$

else

$$Fcr \cdot AgC$$

Resistencia nominal ajustada al pandeo por compresión de las placas contra la fuerza producto del momento esperado en la cara de la columna (ecuación 7.6-12 del AISC 358-16)

```
Compresión_Placas := if Fpr ≤ 0,9·Rn = "Cumple."
                    "Cumple."
                    else
                    "No cumple."
```

8.12 Requerimiento de placas de continuidad

Primero se revisa la resistencia de la columna a los estados límites por fuerzas concentradas. Si no se cumple con uno estado límite, se deben colocar placas de continuidad.

Fuerza que transmiten los patines de la viga a la columna producto del momento (sección E3.6f.1 del AISC 341-16)

$$Pf := \frac{0,85 \cdot Mf}{dV - tfV} = 408,2435 \text{ kip}$$

$$Pf = 185,1761 \text{ tonnef}$$

Resistencia nominal ajustada al pandeo local de alas (ecuación J10-1 del AISC 360-16)

$$\phi Rn_{FLB} := 0,9 \cdot 6,25 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot t f C^2 = 208,0125 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{FLB} = 94,3529 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de FLB

$$Pf = 185,1761 \text{ tonnef} \leq \phi Rn_{FLB} = 94,3529 \text{ tonnef}$$

```
Cumplimiento_FLB := if φRn_FLB ≥ Pf = "NO cumple"
                    "Cumple."
                    else
                    "NO cumple"
```

Resistencia nominal ajustada a la fluencia local del alma (ecuación J10-2 del AISC 360-16)

$$\phi Rn_{WLY} := 1 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot t w C \cdot (5 \cdot k C + t f C) = 214,2 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{WLY} = 97,1595 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de WLY

$$Pf = 185,1761 \text{ tonnef} \leq \phi Rn_{WLY} = 97,1595 \text{ tonnef}$$

```
Cumplimiento_WLY := if φRn_WLY ≥ Pf = "NO cumple"
                    "Cumple."
                    else
                    "NO cumple"
```

Resistencia nominal ajustada al aplastamiento del alma (ecuación J10-4 del AISC 360-16)

$$\phi Rn_{WC} := 0,75 \cdot 0,8 \cdot twC^2 \cdot \left(1 + 3 \cdot \left(\frac{tfc}{dC} \right) \cdot \left(\frac{twC}{tfc} \right)^{1,5} \right) \cdot \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi} \cdot 50 \text{ ksi} \cdot tfc}{twC}} \cdot 1 = 276,8058 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{WC} = 125,557 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de WC

$$Pf = 185,1761 \text{ tonnef} \leq \phi Rn_{WC} = 125,557 \text{ tonnef}$$

```
Cumplimiento_WC := if  $\phi Rn_{WC} \geq Pf$  = "NO cumple"
                  "Cumple."
                  else
                  "NO cumple"
```

Resistencia nominal ajustada al pandeo por compresión del alma (ecuación J10-8 del AISC 360-16)

$$\phi Rn_{WCB} := 0,9 \cdot \frac{24 \cdot twC^3 \cdot \sqrt{29000 \text{ ksi} \cdot 50 \text{ ksi}}}{dC - 2 \cdot tfc} \cdot 1 = 299,1817 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{WCB} = 135,7065 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de WCB

$$Pf = 185,1761 \text{ tonnef} \leq \phi Rn_{WCB} = 135,7065 \text{ tonnef}$$

```
Cumplimiento_WCB := if  $\phi Rn_{WCB} \geq Pf$  = "NO cumple"
                    "Cumple."
                    else
                    "NO cumple"
```

Si la columna cumple con los estados límite por fuerzas concentradas, se debe verificar que sus patines cumplan con el espesor mínimo según la sección B2.4.4 del CSCR-2010, sino deben colocarse placas de continuidad:

Espesor mínimo de los patines de la columna (sección B2.4.4 del CSCR-2010)

$$tfc_{\text{mínimo}} := \text{if} \left(tfc \geq \sqrt{1,8 \cdot bfV \cdot tfV \cdot \left(\frac{50 \text{ ksi} \cdot Ry}{50 \text{ ksi} \cdot Ry} \right)} \right) \wedge \left(tfc \geq \frac{bfV}{6} \right) = \text{"NO cumple"}$$

```
                  "Cumple."
                  else
                  "NO cumple"
```

8.13 Diseño de placas de continuidad (P).

Si la columna cumple con los estados límite por fuerzas concentradas y con el espesor mínimo de patines, esta sección se ignora

La fuerza de diseño de las placas de continuidad se toma del Steel Design Guide 13 del AISC del año 1999 considerando el aporte de la menor resistencia a los estados límites por fuerzas concentradas.

Menor resistencia a los estados límites por fuerzas concentradas.

$$\phi R_n := [\phi R_{n_FLB} \quad \phi R_{n_WLY} \quad \phi R_{n_WC} \quad \phi R_{n_WCB}]$$

$$\phi R_n := \min (\phi R_n)$$

Fuerza de diseño de placa de continuidad (ecuación 4.2-1 del Steel Design Guide 13 del AISC del 1999)

$$P_{fu} := P_f - \min (\phi R_n) = 200,231 \text{ kip}$$

$$P_{fu} = 90,8233 \text{ tonnef}$$

Ancho de placas mínimo (sección E3.6f.2 (a) del AISC 341-16)

$$b_P := \frac{b_{fV}}{2} - \frac{t_{wC}}{2} = 3,8475 \text{ in}$$

$$b_P = 9,7726 \text{ cm}$$

* Colocar el ancho de placas propuesto

$$b_P := 10 \text{ cm}$$

Espesor de placas mínimo para conexiones externas (sección E3.6f.2 (b) del AISC 341-16)

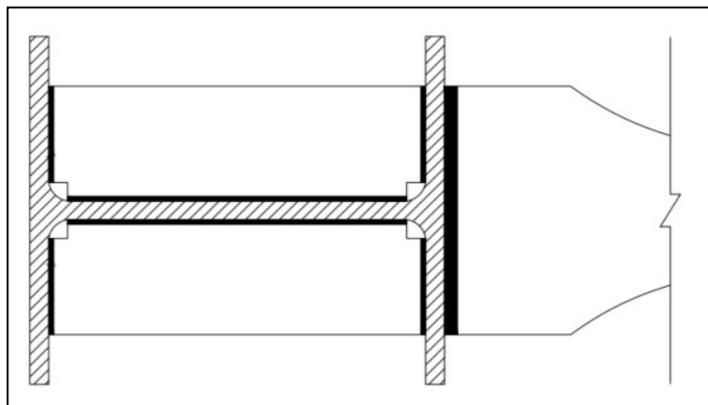
$$t_P := 0,5 \cdot t_{fV} = 0,6629 \text{ cm}$$

* Colocar el espesor de placas propuesto

$$t_P := 1 \text{ cm}$$

Longitud aproximada de las placas

$$L_P := d_C - 2 \cdot t_{fC} = 31,9532 \text{ cm}$$



Fuente: Elaboración propia.

El tamaño de las perforaciones que se hace para el calce de las placas se calcula como:

Perforación en el sentido vertical de la imagen
(figura 10.2 del CSCR-2010)

$$pv := k1C - \frac{twC}{2} + 8 \text{ mm} = 1,5525 \text{ in}$$

$$pv = 3,9432 \text{ cm}$$

Perforación en el sentido horizontal de la imagen
(figura 10.2 del CSCR-2010)

$$ph := kC - tFC + 40 \text{ mm} = 2,1748 \text{ in}$$

$$ph = 5,524 \text{ cm}$$

Para estimar la resistencia de la soldadura de filete entre las placas y el alma de la columna, se toma el menor de los siguientes valores de acuerdo con la sección B2.4.4b del CSCR-2010:

Suma de la resistencia a tensión de las áreas de contacto entre el patín de la columna y la placa
(ecuación J4-1 del AISC 360-16)

$$\phi Rn1 := 0,9 \cdot 36 \text{ ksi} \cdot (tP \cdot (bP - pv)) + 0,9 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot (tP \cdot (bP - pv)) = 72,663 \text{ kip}$$

$$\phi Rn1 = 32,9594 \text{ tonnef}$$

Resistencia a cortante del área de contacto entre el alma de la columna y la placa de continuidad
(ecuación J4-3 del AISC 360-16)

$$\phi Rn2 := 1 \cdot 36 \text{ ksi} \cdot (tP \cdot (LP - 2 \cdot ph)) = 116,6512 \text{ kip}$$

$$\phi Rn2 = 52,9121 \text{ tonnef}$$

Resistencia a cortante de la zona del panel del alma de la columna (ecuación J4-3 del AISC 360-16)

$$\phi Rn3 := \text{if } Pu \leq 0,75 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot AgC \quad = 244,753 \text{ kip}$$

$$0,9 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot dC \cdot twC \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot bFC \cdot tFC^2}{dV \cdot dC \cdot twC} \right)$$

else

$$0,9 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot dC \cdot twC \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot bFC \cdot tFC^2}{dV \cdot dC \cdot twC} \right) \cdot \left(1,9 - \frac{1,2 \cdot Pu}{Py} \right)$$

$$\phi Rn3 = 111,0181 \text{ tonnef}$$

Resistencia a la cedencia en los patines de la viga
(ecuación J4-1 del AISC 360-16)

$$\phi Rn4 := 1 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot (bfV \cdot tfV) = 214,542 \text{ kip}$$

$$\phi Rn4 = 107,271 \text{ tonf}$$

Resistencia mínima

$$\phi R_n := [\phi R_{n1} \ \phi R_{n2} \ \phi R_{n3} \ \phi R_{n4}]$$

$$\phi R_n := \min (\phi R_n)$$

Cumplimiento soldadura de filete

$$\text{Cumplimiento_filete} := \text{if } P_{fu} \leq \phi R_n = \text{"NO Cumple"} \\ \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"NO Cumple"}$$

Si no cumple la soldadura de filete, debe usarse una de ranura de penetración completa.

8.14 Requerimiento de placas de refuerzo en la zona del panel

Primero se revisa la resistencia de la columna a los esfuerzos cortantes en la zona del panel. El capítulo 10 del CSCR-2010 establece que para determinar la resistencia a cortante en la zona del panel del alma de la columna, se utiliza un factor de reducción de 0,9 para sistemas IMF y de 1 para sistemas SMF.

Fuerza cortante en la zona del panel de la conexión externa (ecuación 2.1-4 del Steel Design Guide 13 del AISC del 1999)

$$V_{fu} := 0,8 \cdot P_{fu} - V_{us} = 160,1848 \text{ kip}$$

$$V_{fu} = 72,6586 \text{ tonnef}$$

Resistencia a cortante de la zona del panel del alma de la columna para sistemas IMF (ecuación J4-3 del AISC 360-16)

$$\phi R_{n_V1} := \text{if } P_u \leq 0,75 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot A_g C \quad = 244,753 \text{ kip} \\ 0,9 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot d_C \cdot t_w C \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_{fC} \cdot t_{fC}^2}{d_V \cdot d_C \cdot t_w C} \right) \\ \text{else} \\ 0,9 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot d_C \cdot t_w C \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_{fC} \cdot t_{fC}^2}{d_V \cdot d_C \cdot t_w C} \right) \cdot \left(1,9 - \frac{1,2 \cdot P_u}{P_y} \right) \\ \phi R_{n_V1} = 111,0181 \text{ tonnef}$$

Cumplimiento de resistencia a cortante en la zona del panel del alma de la columna para sistemas IMF

$$\text{Cumplimiento_panel_IMF} := \text{if } V_{fu} \leq \phi R_{n_V1} = \text{"Cumple"} \\ \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"NO Cumple"}$$

Resistencia a cortante de la zona del panel del alma de la columna para sistemas SMF (ecuación J4-3 del AISC 360-16)

$$\phi Rn_V2 := \text{if } Pu \leq 0,75 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot AgC \quad = 271,9478 \text{ kip}$$

$$1 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot dC \cdot twC \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot bfc \cdot tfc^2}{dV \cdot dC \cdot twC} \right)$$

else

$$1 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot dC \cdot twC \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot bfc \cdot tfc^2}{dV \cdot dC \cdot twC} \right) \cdot \left(1,9 - \frac{1,2 \cdot Pu}{Py} \right)$$

$$\phi Rn_V2 = 123,3535 \text{ tonnef}$$

Cumplimiento de resistencia a cortante en la zona del panel del alma de la columna para sistemas IMF

$$\text{Cumplimiento_panel_SMF} := \text{if } Vfu \leq \phi Rn_V2 = \text{"Cumple"}$$

"Cumple"

else

"NO Cumple"

8.15 Diseño de placas en la zona del panel (Ps).

Si la zona del panel cumple con la resistencia a los esfuerzos cortantes, esta sección se ignora

La fuerza de diseño de las placas de refuerzo se toma del Steel Design Guide 13 del AISC del año 1999 considerando el aporte de la menor resistencia a cortante de la zona del panel.

* Colocar 1 si la conexión es de un sistema IMF y 2 si es de un sistema SMF.

$$\text{Sistema} := 1$$

Fuerza de diseño de placa de continuidad (ecuación 4.2-1 del Steel Design Guide 13 del AISC de 1999)

$$VuPs := \text{if } \text{Sistema} = 1 = -84,5682 \text{ kip}$$

$$Vfu - \phi Rn_V1$$

else

$$Vfu - \phi Rn_V2$$

$$VuPs = -42,2841 \text{ tonf}$$

Espesor mínimo de placas de refuerzo para el alma de la columna en la zona del panel (ecuación 4.4-1 del Steel Design Guide 13 del AISC de 1999)

$$tPs := \frac{VuPs}{0,9 \cdot 0,6 \cdot 36 \text{ ksi} \cdot dC} = -0,7727 \text{ cm}$$

* Colocar el espesor de placas propuesto

$tPs := 1 \text{ cm}$

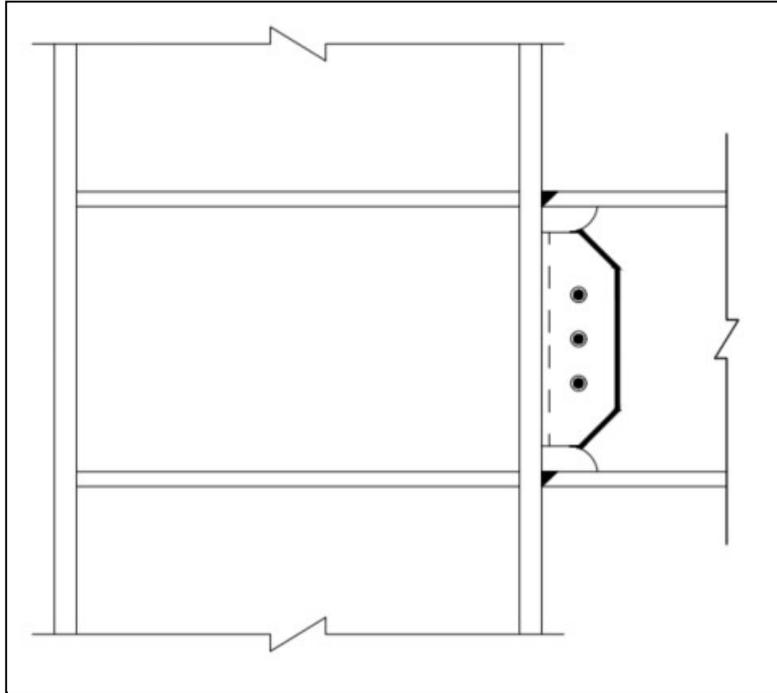
Cumplimiento de espesor mínimo de placas de refuerzo para el alma de la columna en la zona del panel para conexiones en sistemas SMF (sección 10.5.3e del CSCR-2010)

```
Cumplimiento_placas_SMF := if  $tPs \geq \frac{(dV - 2 \cdot tfV) + (dC - 2 \cdot tfC)}{90}$  = "Cumple"  
    "Cumple"  
else  
    "NO Cumple"
```

Conexión Precalificada de Patín Soldado sin Refuerzo y Alma Soldada (WUF-w)

Consideraciones generales:

- Los valores de tablas del AISC se reciben en unidades del sistema imperial y lo que solicita colocar en unidades del SI.
- Los títulos con asterisco * indican que el valor se modifica manualmente, además de que las variables están en color negro.
- Las variables en azul se calculan automáticamente.
- La conexión de la hoja es externa, por lo que sólo una viga llega a esta. Además de que posee un piso arriba.
- Los perfiles W para la viga y columna se asumen de acero A992 y las placas de continuidad de acero A36.
- La presente hoja de cálculo NO diseña la placa sencilla entre el alma de la viga y el patín de la columna, sólo menciona los aspectos a tomar en cuenta sobre esta.



Fuente: Elaboración propia.

1. Reacciones por cargas gravitacionales en la conexión.

* Reacción por cargas permanentes: $VP := 5,25 \text{ tonnef}$

* Reacción por cargas temporales: $VT := 8,5 \text{ tonnef}$

* Factor fR (sección 6.2 del CSCR-2010): $fR := 1$

Combinación de carga última (sección 6.2 del CSCR-2010):

CU-2: $VU2 := 1,2 \cdot VP + 1,6 \cdot fR \cdot VT = 19,9 \text{ tonnef}$

$VU2 := 40 \text{ kip}$

* Carga axial última de la combinación CU-2 del CSCR-2010:

$Pu := 0 \text{ tonnef}$

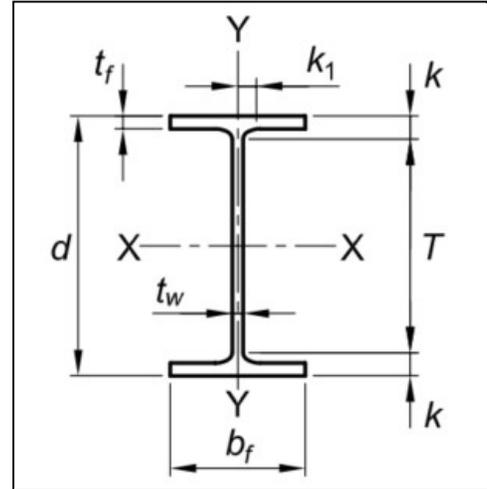
* Cortante que llega a la conexión producto del cortante sísmico del nivel donde se encuentra:

$Vus := 0 \text{ tonnef}$

2. Propiedades de la viga (V).

Las propiedades de la viga se toman de la tabla1-1 del manual del AISC del 2017:

* Designación de la viga:	W 21 X 55
* Peralte:	$dV := 20,8 \text{ in}$
* Ancho de patines:	$b_fV := 8,22 \text{ in}$
* Espesor del alma:	$t_wV := 0,375 \text{ in}$
* Espesor de patines:	$t_fV := 0,522 \text{ in}$
* Valor k:	$kV := 1,02 \text{ in}$
* Módulo de sección plástico:	$Z_xV := 126 \text{ in}^3$
* Peso por unidad de longitud:	$PesoV := 55 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$
* Claro de la viga:	$Claro := 5 \text{ m}$

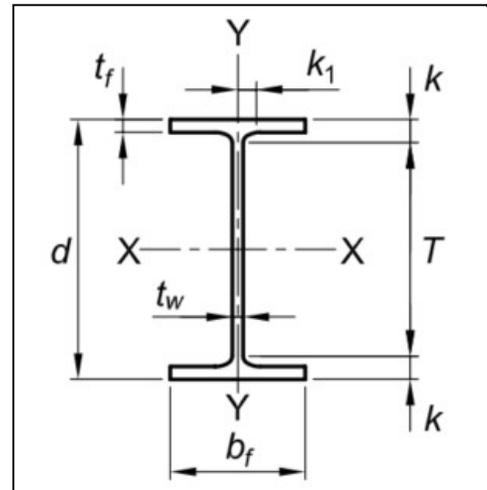


Fuente: AISC, 2017.

3. Propiedades de la columna (C).

Las propiedades de la columna se toman de la tabla1-1 del manual del AISC del 2017:

* Designación de la viga:	W 14 X 109
* Peralte:	$dC := 14,3 \text{ in}$
* Ancho de patines:	$b_fC := 14,6 \text{ in}$
* Espesor del alma:	$t_wC := 0,525 \text{ in}$
* Espesor de patines:	$t_fC := 0,86 \text{ in}$
* Valor k:	$kC := 1,46 \text{ in}$
* Valor k1:	$k_1C := 1,5 \text{ in}$
* Área transversal:	$A_gC := 32 \text{ in}^2$

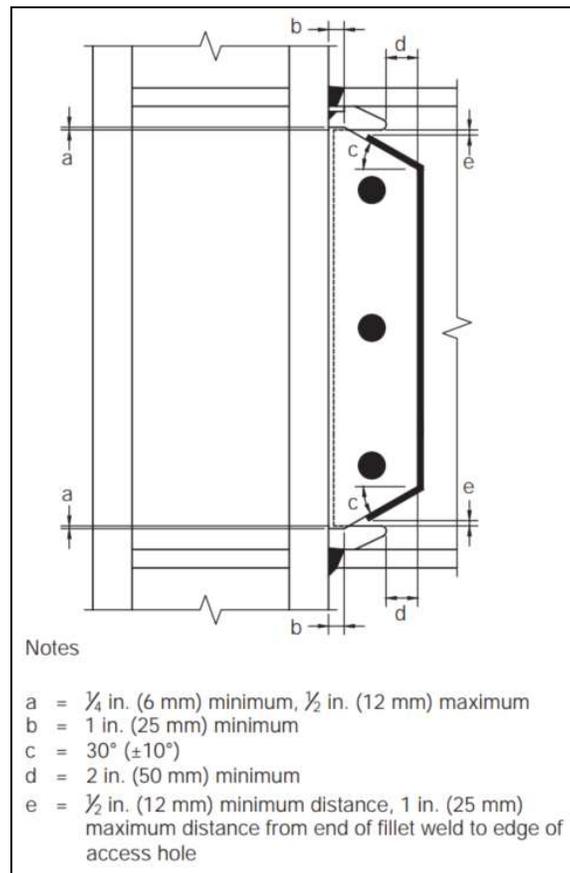


Fuente: AISC, 2017.

4. Propiedades de los pernos en la placa sencilla.

Las dimensiones de la placa sencilla deben respetar las distancias de la siguiente figura.

Se deben seguir los requisitos del capítulo 10 del manual del AISC para la placa sencilla.



Fuente: AISC, 2016.

5. Propiedades de la placa simple.

La longitud de la placa simple (L_p) debe calzar en el espacio trabajable del alma de la viga considerando ambas perforaciones de acceso de las soldaduras. Las perforaciones de acceso se determinan de acuerdo con la sección J de los comentarios del AISC 360-16.

6. Propiedades de las soldaduras.

Las soldaduras entre los patines y alma de la viga con la columna deben ser de penetración completa y se consideran de demanda crítica.

Para las placas de continuidad, estas se unen a los patines de la columna por medio de una soldadura de penetración completa, pueden soldarse al alma de la columna con dos soldaduras de filete, que en caso de no cumplir, deben utilizarse de ranura de penetración completa.

8. Procedimiento de diseño de la conexión WUF-W.

8.1 Momento máximo probable en la conexión

Factor de resistencia máxima de la conexión
(ecuación 2.4-2 del AISC 358-16)

$$C_{pr} := \frac{50 \text{ ksi} + 65 \text{ ksi}}{2 \cdot 50 \text{ ksi}} = 1,15$$

$$C_{pr} := \text{if } C_{pr} \leq 1,2 = 1,15 \\ C_{pr} \\ \text{else} \\ 1,2$$

Relación entre el límite de fluencia elástico
esperado y el mínimo especificado (tabla 10.2 del
CSCR-2010)

$$R_y := 1,1$$

Momento máximo probable en la sección reducida
(ecuación 5.8-5 del AISC 358-16)

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_y \cdot 50 \text{ ksi} \cdot Z_x V = 7969,5 \text{ kip in}$$

$$M_{pr} = 91,8186 \text{ tonnef m}$$

8.2 Localización de la rótula plástica

Localización de la rótula plástica medida a partir
de la cara de la columna (sección 8.7 del AISC 358
-16)

$$S_h := 0 \text{ cm}$$

8.3 Fuerza cortante en la rótula plástica

Fuerza cortante en la rótula plástica (ecuación 5.8
-9 del AISC 358-16)

$$V_h := \frac{2 \cdot M_{pr}}{C_{laro}} + V_{U2} = 120,9701 \text{ kip}$$

$$V_h = 54,8711 \text{ tonnef}$$

8.4 Verificación de la resistencia a cortante en la viga

Espacio trabajable en el alma de la viga

$$h := d_V - 2 \cdot k_V = 18,76 \text{ in}$$

Coefficiente cV (sección G2.1 del AISC 360-16)

$$C_{v1} := 1$$

Cortante nominal ajustado del alma de la viga
(ecuación G2-1 del AISC 360-16)

$$\phi V_n := 1 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot (h \cdot t_w V) \cdot C_{v1} = 211,05 \text{ kip}$$

$$\phi V_n = 95,7307 \text{ tonnef}$$

Cortante nominal ajustado contra cortante último en la rótula plástica

```
Cortante_Viga := if Vh ≤ φVn = "Cumple."
                  "Cumple."
                  else
                  "No cumple."
```

8.5 Requerimiento de placas de continuidad

Primero se revisa la resistencia de la columna a los estados límites por fuerzas concentradas. Si no se cumple con uno estado límite, se deben colocar placas de continuidad.

Fuerza que transmiten los patines de la viga a la columna producto del momento (sección E3.6f.1 del AISC 341-16)

$$P_f := \frac{0,85 \cdot M_{pr}}{d_v - t_{fv}} = 334,0603 \text{ kip}$$

$$P_f = 151,5272 \text{ tonnef}$$

Resistencia nominal ajustada al pandeo local de alas (ecuación J10-1 del AISC 360-16)

$$\phi R_n_{FLB} := 0,9 \cdot 6,25 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot t_{fc}^2 = 208,0125 \text{ kip}$$

$$\phi R_n_{FLB} = 94,3529 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de FLB

$$P_f = 151,5272 \text{ tonnef} \leq \phi R_n_{FLB} = 94,3529 \text{ tonnef}$$

```
Cumplimiento_FLB := if φRn_FLB ≥ Pf = "NO cumple"
                    "Cumple."
                    else
                    "NO cumple"
```

Resistencia nominal ajustada a la fluencia local del alma (ecuación J10-2 del AISC 360-16)

$$\phi R_n_{WLY} := 1 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot t_{wc} \cdot (5 \cdot k_c + t_{fc}) = 214,2 \text{ kip}$$

$$\phi R_n_{WLY} = 97,1595 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de WLY

$$P_f = 151,5272 \text{ tonnef} \leq \phi R_n_{WLY} = 97,1595 \text{ tonnef}$$

```
Cumplimiento_WLY := if φRn_WLY ≥ Pf = "NO cumple"
                    "Cumple."
                    else
                    "NO cumple"
```

Resistencia nominal ajustada al aplastamiento del alma (ecuación J10-4 del AISC 360-16)

$$\phi Rn_{WC} := 0,75 \cdot 0,8 \cdot twC^2 \cdot \left(1 + 3 \cdot \left(\frac{tFC}{dC} \right) \cdot \left(\frac{twC}{tFC} \right)^{1,5} \right) \cdot \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi} \cdot 50 \text{ ksi} \cdot tFC}{twC}} \cdot 1 = 276,8058 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{WC} = 125,557 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de WC

$$Pf = 167,0302 \text{ tonf} \leq \phi Rn_{WC} = 138,4029 \text{ tonf}$$

```
Cumplimiento_WC := if  $\phi Rn_{WC} \geq Pf$  = "NO cumple"
                  "Cumple."
                  else
                  "NO cumple"
```

Resistencia nominal ajustada al pandeo por compresión del alma (ecuación J10-8 del AISC 360-16)

$$\phi Rn_{WCB} := 0,9 \cdot \frac{24 \cdot twC^3 \cdot \sqrt{29000 \text{ ksi} \cdot 50 \text{ ksi}}}{dC - 2 \cdot tFC} \cdot 1 = 299,1817 \text{ kip}$$

$$\phi Rn_{WCB} = 135,7065 \text{ tonnef}$$

Comprobación resistencia al estado límite de WCB

$$Pf = 151,5272 \text{ tonnef} \leq \phi Rn_{WCB} = 135,7065 \text{ tonnef}$$

```
Cumplimiento_WCB := if  $\phi Rn_{WCB} \geq Pf$  = "NO cumple"
                    "Cumple."
                    else
                    "NO cumple"
```

Si la columna cumple con los estados límite por fuerzas concentradas, se debe verificar que sus patines cumplan con el espesor mínimo según la sección B2.4.4 del CSCR-2010, sino deben colocarse placas de continuidad:

Espesor mínimo de los patines de la columna (sección B2.4.4 del CSCR-2010)

$$tFC_{\text{mínimo}} := \text{if} \left(tFC \geq \sqrt{1,8 \cdot bfV \cdot tFV \cdot \left(\frac{50 \text{ ksi} \cdot Ry}{50 \text{ ksi} \cdot Ry} \right)} \right) \wedge \left(tFC \geq \frac{bfV}{6} \right) = \text{"NO cumple"}$$

```

"Cumple."
else
"NO cumple"
```

8.6 Diseño de placas de continuidad (P).

Si la columna cumple con los estados límite por fuerzas concentradas y con el espesor mínimo de patines, esta sección se ignora

La fuerza de diseño de las placas de continuidad se toma del Steel Design Guide 13 del AISC del año 1999 considerando el aporte de la menor resistencia a los estados límites por fuerzas concentradas.

Menor resistencia a los estados límites por fuerzas concentradas.

$$\phi R_n := [\phi R_n_{FLB} \quad \phi R_n_{WLY} \quad \phi R_n_{WC} \quad \phi R_n_{WCB}]$$

$$\phi R_n := \min (\phi R_n)$$

Fuerza de diseño de placa de continuidad (ecuación 4.2-1 del Steel Design Guide 13 del AISC del 1999)

$$P_{fu} := P_f - \min (\phi R_n) = 126,0478 \text{ kip}$$

$$P_{fu} = 57,1743 \text{ tonnef}$$

Ancho de placas mínimo (sección E3.6f.2 (a) del AISC 341-16)

$$b_P := \frac{b_{fV}}{2} - \frac{t_{wC}}{2} = 3,8475 \text{ in}$$

$$b_P = 9,7726 \text{ cm}$$

* Colocar el ancho de placas propuesto

$$b_P := 10 \text{ cm}$$

Espesor de placas mínimo para conexiones externas (sección E3.6f.2 (b) del AISC 341-16)

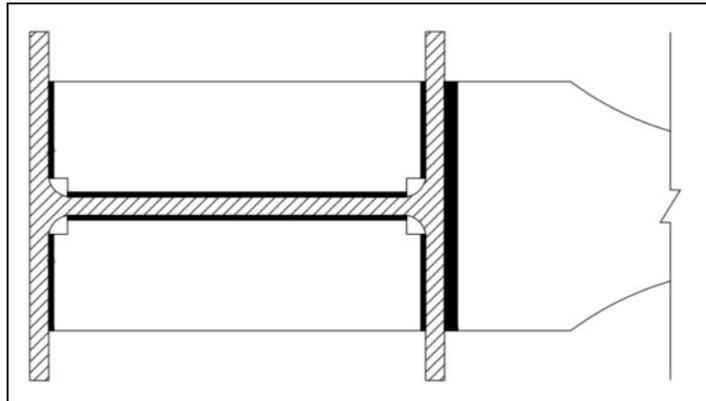
$$t_P := 0,5 \cdot t_{fV} = 0,6629 \text{ cm}$$

* Colocar el espesor de placas propuesto

$$t_P := 1 \text{ cm}$$

Longitud aproximada de las placas

$$L_P := d_C - 2 \cdot t_{fC} = 31,9532 \text{ cm}$$



Fuente: Elaboración propia.

El tamaño de las perforaciones que se hace para el calce de las placas se calcula como:

Perforación en el sentido vertical de la imagen
(figura 10.2 del CSCR-2010)

$$p_v := k_1 C - \frac{t_w C}{2} + 8 \text{ mm} = 1,5525 \text{ in}$$

$$p_v = 3,9432 \text{ cm}$$

Perforación en el sentido horizontal de la imagen
(figura 10.2 del CSCR-2010)

$$p_h := k_C - t_{fC} + 40 \text{ mm} = 2,1748 \text{ in}$$

$$p_h = 5,524 \text{ cm}$$

Para estimar la resistencia de la soldadura de filete entre las placas y el alma de la columna, se toma el menor de los siguientes valores de acuerdo con la sección B2.4.4b del CSCR-2010:

Suma de la resistencia a tensión de las áreas de contacto entre el patín de la columna y la placa
(ecuación J4-1 del AISC 360-16)

$$\phi R_{n1} := 0,9 \cdot 36 \text{ ksi} \cdot (t_P \cdot (b_P - p_v)) + 0,9 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot (t_P \cdot (b_P - p_v)) = 72,663 \text{ kip}$$

$$\phi R_{n1} = 32,9594 \text{ tonnef}$$

Resistencia a cortante del área de contacto entre el alma de la columna y la placa de continuidad
(ecuación J4-3 del AISC 360-16)

$$\phi R_{n2} := 1 \cdot 36 \text{ ksi} \cdot (t_P \cdot (L_P - 2 \cdot p_h)) = 116,6512 \text{ kip}$$

$$\phi R_{n2} = 52,9121 \text{ tonnef}$$

Resistencia a cortante de la zona del panel del alma de la columna (ecuación J4-3 del AISC 360-16)

$$\phi R_{n3} := \text{if } P_u \leq 0,75 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot A_g C \quad = 244,753 \text{ kip}$$

$$0,9 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot d_C \cdot t_w C \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_{fC} \cdot t_{fC}^2}{d_V \cdot d_C \cdot t_w C} \right)$$

else

$$0,9 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot d_C \cdot t_w C \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_{fC} \cdot t_{fC}^2}{d_V \cdot d_C \cdot t_w C} \right) \cdot \left(1,9 - \frac{1,2 \cdot P_u}{P_y} \right)$$

$$\phi R_{n3} = 111,0181 \text{ tonnef}$$

Resistencia a la cedencia en los patines de la viga
(ecuación J4-1 del AISC 360-16)

$$\phi R_{n4} := 1 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot (b_{fV} \cdot t_{fV}) = 214,542 \text{ kip}$$

$$\phi Rn4 = 97,3146 \text{ tonnef}$$

Resistencia mínima

$$\phi Rn := [\phi Rn1 \ \phi Rn2 \ \phi Rn3 \ \phi Rn4]$$

$$\phi Rn := \min(\phi Rn)$$

Cumplimiento soldadura de filete

$$\text{Cumplimiento_filete} := \text{if } Pfu \leq \phi Rn \text{ = "NO Cumple"} \\ \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"NO Cumple"}$$

Si no cumple la soldadura de filete, debe usarse una de ranura de penetración completa.

8.7 Requerimiento de placas de refuerzo en la zona del panel

Primero se revisa la resistencia de la columna a los esfuerzos cortantes en la zona del panel. El capítulo 10 del CSCR-2010 establece que para determinar la resistencia a cortante en la zona del panel del alma de la columna, se utiliza un factor de reducción de 0,9 para sistemas IMF y de 1 para sistemas SMF.

Fuerza cortante en la zona del panel de la conexión externa (ecuación 2.1-4 del Steel Design Guide 13 del AISC del 1999)

$$Vfu := 0,8 \cdot Pfu - Vus = 100,8382 \text{ kip}$$

$$Vfu = 45,7395 \text{ tonnef}$$

Resistencia a cortante de la zona del panel del alma de la columna para sistemas IMF (ecuación J4-3 del AISC 360-16)

$$\phi Rn_V1 := \text{if } Pu \leq 0,75 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot AgC \quad = 244,753 \text{ kip}$$

$$0,9 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot dC \cdot twC \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot bFC \cdot tFC^2}{dV \cdot dC \cdot twC} \right) \\ \text{else}$$

$$0,9 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot dC \cdot twC \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot bFC \cdot tFC^2}{dV \cdot dC \cdot twC} \right) \cdot \left(1,9 - \frac{1,2 \cdot Pu}{Py} \right)$$

$$\phi Rn_V1 = 111,0181 \text{ tonnef}$$

Cumplimiento de resistencia a cortante en la zona del panel del alma de la columna para sistemas IMF

$$\text{Cumplimiento_panel_IMF} := \text{if } Vfu \leq \phi Rn_V1 \text{ = "Cumple"} \\ \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"NO Cumple"}$$

Resistencia a cortante de la zona del panel del alma de la columna para sistemas SMF (ecuación J4-3 del AISC 360-16)

$$\phi Rn_V2 := \text{if } Pu \leq 0,75 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot AgC \quad = 271,9478 \text{ kip}$$

$$1 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot dC \cdot twC \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot bfC \cdot tfC^2}{dV \cdot dC \cdot twC} \right)$$

else

$$1 \cdot 0,6 \cdot 50 \text{ ksi} \cdot dC \cdot twC \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot bfC \cdot tfC^2}{dV \cdot dC \cdot twC} \right) \cdot \left(1,9 - \frac{1,2 \cdot Pu}{Py} \right)$$

$$\phi Rn_V2 = 123,3535 \text{ tonnef}$$

Cumplimiento de resistencia a cortante en la zona del panel del alma de la columna para sistemas IMF

$$\text{Cumplimiento_panel_SMF} := \text{if } Vfu \leq \phi Rn_V2 = \text{"Cumple"}$$

"Cumple"

else

"NO Cumple"

8.9 Diseño de placas en la zona del panel (Ps).

Si la zona del panel cumple con la resistencia a los esfuerzos cortantes, esta sección se ignora

La fuerza de diseño de las placas de refuerzo se toma del Steel Design Guide 13 del AISC del año 1999 considerando el aporte de la menor resistencia a cortante de la zona del panel.

* Colocar 1 si la conexión es de un sistema IMF y 2 si es de un sistema SMF.

$$\text{Sistema} := 1$$

Fuerza de diseño de placa de continuidad (ecuación 4.2-1 del Steel Design Guide 13 del AISC de 1999)

$$VuPs := \text{if } \text{Sistema} = 1 = -143,9148 \text{ kip}$$

$$Vfu - \phi Rn_V1$$

else

$$Vfu - \phi Rn_V2$$

$$VuPs = -71,9574 \text{ tonf}$$

Espesor mínimo de placas de refuerzo para el alma de la columna en la zona del panel (ecuación 4.4-1 del Steel Design Guide 13 del AISC de 1999)

$$tPs := \frac{VuPs}{0,9 \cdot 0,6 \cdot 36 \text{ ksi} \cdot dC} = -1,3149 \text{ cm}$$

* Colocar el espesor de placas propuesto

$$tPs := 1 \text{ cm}$$

Cumplimiento de espesor mínimo de placas de refuerzo para el alma de la columna en la zona del panel para conexiones en sistemas SMF (sección 10.5.3e del CSCR-2010)

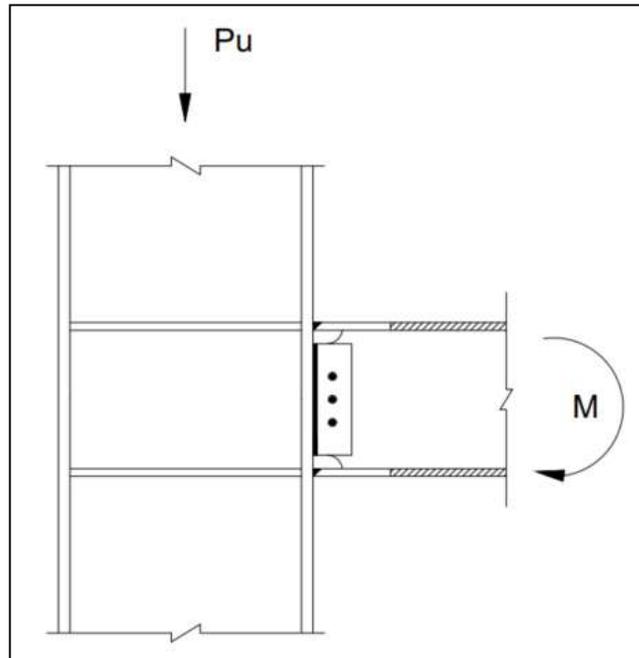
$$\text{Cumplimiento_placas_SMF} := \text{if } tPs \geq \frac{(dV - 2 \cdot tfV) + (dC - 2 \cdot tfC)}{90} = \text{"Cumple"}$$

$$\text{"Cumple"}$$

$$\text{else}$$

$$\text{"NO Cumple"}$$

8.9 Verificación de la relación viga-columna para sistemas SMF



Fuente: Elaboración propia.

Momento producto de la amplificación del cortante de la viga (sección 5.4 del AISC 358-16)

$$M_{uv} := V_h \cdot \frac{dC}{2} = 72,078 \text{ kip ft}$$

$$M_{uv} = 9,9651 \text{ tonnef m}$$

Suma de las proyecciones de momentos esperados (ecuación E3-3 del AISC 341-16)

$$\Sigma M_{pb} := M_{pr} + M_{uv} = 736,203 \text{ kip ft}$$

$$\Sigma M_{pb} = 101,7837 \text{ tonnef m}$$

Suma de las proyecciones de momentos nominales (ecuación E3-2 del AISC 341-16)

$$\Sigma M_{pc} := Z_x V \cdot \left(50 \text{ ksi} - \frac{P_u}{A_g C} \right) = 525 \text{ kip ft}$$

$$\Sigma M_{pc} = 72,5839 \text{ tonnef m}$$

Relación entre momentos de la viga y columna
(ecuación E3-1 del AISC 341-16)

```
Verificación_SMF := if  $\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} > 1$   
                    "Cumple para sistemas SMF."  
                    else  
                    "NO cumple para sistemas SMF."
```

```
Verificación_SMF = "NO cumple para sistemas SMF."
```