

Desarrollo de guía para el diseño de elementos y conexiones en acero según NCh427/1.

1

2

3

A. Garrido Cisterna , E. Núñez Castellanos , C. Correa Rogel

¹Estudiante, Carrera de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, adgarrido@ing.ucsc.cl.

²Profesor Auxiliar, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, enunez@ucsc.cl.

³Profesor Asistente, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, claudiocorrea@ucsc.cl.

INTRODUCCION.

Entre los materiales de construcción, es de conocimiento general que el acero tiene una posición relevante; combina la resistencia mecánica, su capacidad de ser trabajado, disponibilidad y su bajo costo, es fácil comprender la importancia y el amplio uso de los aceros en todos los campos de la ingeniería, principalmente en las estructuras.

Se propone desarrollar un documento con ejemplos de diseño de estructuras en acero conforme a la norma NCh427/1. Dichos ejemplos permitirán contribuir a la insuficiente cantidad de documentos técnicos en el diseño de estructuras metálicas a nivel nacional. El documento puede ser empleado por profesionales a cargo del diseño o de estudiantes de los últimos años de carrera de Ingeniería Civil.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

Por primera vez en Chile se dispone de normas actualizadas para la edificación en acero. Entre estas está la NCh 427/1, “Requisitos para el cálculo de estructuras para edificios de Acero”.

En países como EEUU se dispone de guías de ejemplos para norma de construcción que se encuentran disponibles. En Chile no se encuentra disponibles guías de ejemplos para la orientación de estudiantes e ingenieros que se quieran dedicar a

estructuras de acero, por lo cual es necesario crear guías de apoyo que ayuden a orientar a futuros profesionales del área.

OBJETIVOS.

Objetivos Generales:

- Desarrollar una guía para el diseño de elementos y conexiones en acero según NCh427/1.

Objetivos Específicos:

- Elaborar un resumen de cada capítulo de la norma NCh427/1.
- Elaborar ejemplos de diseño de elementos en acero según NCh427/1.
- Elaborar ejemplos de diseño de conexiones en acero según NCh427/1.

METODOLOGÍA.

La presente guía trata precisamente sobre las distintas partes que componen norma NCh 427/1, con énfasis en la parte de diseño estructural. Específicamente, esta guía tiene como objetivo fundamental el presentar la filosofía adoptada para el desarrollo de la norma y su aplicación en casos prácticos.

Este documento ha sido desarrollado para ser utilizado en la formación universitaria de estudiantes de ingeniería y por ingenieros estructurales de la práctica.

La guía está organizada en once capítulos, descrito desde la letra A hasta la K. En el capítulo A se hace una descripción general de las normativas chilenas que fueron desarrolladas. Así mismo, se presentan los códigos de diseño utilizados en Estados Unidos que han servido como línea base para la elaboración de la NCh427/1. El capítulo B aborda temas relevantes a la filosofía de diseño según la Norma NCh427/1. Este código de diseño parte de la premisa de que un edificio de acero estructural está constituido por un sistema resistente a cargas gravitatorias y otro resistente a las cargas sísmicas. Desde el Capítulo C hasta I consta de ejemplos de diseño estructurales de acuerdo a cada capítulo de la norma NCh 427/1, teniendo presente distintos tipos de perfiles. En los capítulos J y K se presentan diseño de conexiones en acero.

Las siguientes convenciones se utilizan a lo largo de estos ejemplos:

1. La norma NCh427/1 para Edificios de Acero Estructural se denomina norma en la mayoría de los casos y la 15ª Edición del Manual de Construcción en Acero AISC, se denomina Manual AISC.
2. Las cargas de diseño mínimas de la ASCE 2016 y los criterios asociados para edificios y otras estructuras son denominada ASCE/SEI 7.
3. Se indica la fuente de las ecuaciones o valores tabulados tomados de la norma NCh427/1 o del Manual AISC a lo largo del borde derecho de la página.
4. Cuando el proceso de diseño difiere entre LRFD y ASD, las ecuaciones de diseño se presentan una al lado de la otra. Esto ocurre raramente, excepto cuando se

aplica el factor de resistencia y el factor de seguridad.

CAPÍTULO A: DISPOSICIONES GENERALES.

A1. ALCANCE

Estos ejemplos de diseño están destinados a ilustrar la aplicación de la norma NCh427/1 para acero estructural. Edificios, con apoyo de la norma AISC-360-16.

Para obtener información sobre las aplicaciones de diseño que requieren detalles sísmicos, consulte el NCh 427/1.

A2. ESPECIFICACIONES REFERENCIADAS, CÓDIGOS Y NORMAS.

La Sección A2 incluye una lista detallada de las especificaciones, códigos y estándares a los que se hace referencia en todo a la norma NCh427/1.

A3. MATERIAL.

La sección A3 incluye una lista de los materiales de acero que están aprobados para su uso con la especificación AISC. Los ensayos de los materiales serán considerando evidencia suficiente mientras se realicen bajo los estándares de las normas ASTM. Para los materiales de acero más utilizados se pueden encontrar en las Normas ASTM seleccionadas para fabricación de acero estructural (ASTM, 2016). Para láminas, los ensayos deberán realizarse de acuerdo con lo especificado en la norma A568/A568M; para tubos y cañerías.

A4. DISEÑO ESTRUCTURAL DIBUJOS Y ESPECIFICACIONES.

La Sección A4 requiere que los dibujos y especificaciones de diseño estructural cumplan con los requisitos de la norma NCh428.

CAPÍTULO B: REQUISITOS DE DISEÑO.

B1. DISPOSICIONES GENERALES.

El diseño de miembros y conexiones deberá ser consistente con el comportamiento que se espera que tenga el sistema estructural y las hipótesis hechas en el análisis.

B2. CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGAS.

Las cargas, cargas nominales y combinaciones de cargas serán aquellas estipuladas por la normativa de edificación aplicable. En ausencia de una normativa de edificación las cargas, cargas nominales y combinaciones de cargas, serán las estipuladas en el estándar Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7).

B3. BASES DE DISEÑO

El diseño deberá ser tal que ninguno de los requisitos especificados, tanto de resistencia como para estados límites de servicio, podrán ser excedidos por la estructura cuando ésta es evaluada para el total de combinaciones de carga aplicables.

El diseño por resistencia deberá ser realizado de acuerdo con las disposiciones del método Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD) o a las

disposiciones del método Diseño en Base a Resistencias Admisibles (ASD).

Diseño por Resistencia Usando Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD)

El diseño de acuerdo con las disposiciones de diseño en base a factores de carga y resistencia (LRFD) satisface los requisitos de esta especificación cuando la resistencia de diseño de cada componente estructural es mayor o igual a la resistencia requerida determinada de acuerdo con las combinaciones de carga LRFD.

El diseño se realizará de acuerdo con la ecuación:

$$R_u \leq \phi R_n$$

Donde:

R_u = resistencia requerida por las combinaciones LRFD (kN)

R_n = resistencia nominal (kN)

ϕ = factor de resistencia

ϕR_n = resistencia de diseño (kN)

La resistencia nominal, R_n , y el factor de resistencia, ϕ , para los estados límites aplicables, son los especificados en los Capítulos D hasta el Capítulo K.

Se aplican todas las disposiciones de esta especificación excepto las de la Sección B3.2.

Diseño por Resistencia Usando Diseño en Base a Resistencias Admisibles (ASD).

El diseño de acuerdo con las disposiciones de diseño en base a resistencia admisibles (ASD) satisface los requerimientos de esta especificación cuando la resistencia admisible de cada componente estructural es mayor o igual a resistencia requerida

determinada de acuerdo a las combinaciones de carga ASD.

B4 PROPIEDADES MIEMBROS.

Las tablas B4. 1a y B4.1b proporcionan la lista completa de relaciones limitantes de ancho a espesor para todos miembros de compresión y flexión definidos por la norma NCh427/1.

CAPITULO C: DISEÑO PARA ESTABILIDAD.

C1. REQUISITOS GENERALES PARA ESTABILIDAD

Deberá suministrarse estabilidad tanto para la estructura como para todos y cada uno de sus elementos. En la estabilidad de la estructura y de sus elementos se debe de considerar lo siguiente:

- Deformaciones por flexión, corte y esfuerzo axial, y cualquier otra deformación que pueda contribuir a los desplazamientos de la estructura.
- Efectos de segundo orden (efectos $P-\delta$ y $P-\Delta$).
- Imperfecciones geométricas.
- Reducciones de rigidez debido a comportamiento inelástico, incluyendo el efecto de la fluencia parcial de la sección transversal, el cual se puede verse acentuado por la presencia de tensiones residuales.
- Incerteza en la determinación de la rigidez y la resistencia del sistema, de los miembros, y de sus conexiones.

EJEMPLO C.1A DISEÑO DE UN MARCO DE MOMENTO POR EL MÉTODO DE ANÁLISIS DIRECTO.

Determine las fuerzas requeridas y los factores de longitud efectiva para las columnas en el marco de momento que se muestra en la Figura 1 para la combinación de carga de gravedad máxima, utilizando LRFD y ASD. La carga uniforme, WD, incluye viga, peso propio y una asignación para el peso propio de la columna.

Las columnas no están apuntaladas entre las zapatas y el techo en los ejes X e Y tienen bases fijadas.

Utiliza el método de análisis directo. Todos los miembros son ASTM A992.

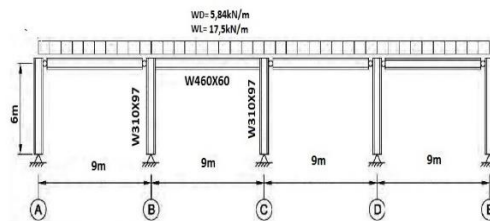


Figura 1: Ejemplo C.1A Elevación del bastidor de momento.

Solución:

El perfil W310x97” tiene $A = 12.300\text{cm}^2$. Las vigas de las líneas de cuadrícula A a B y de C a E y las columnas en A, D y E están ancladas en ambos extremos y no contribuye a la estabilidad lateral del marco. No hay efectos $P-\Delta$ a tener en cuenta en estos miembros y pueden ser diseñado usando $L_c = L$.

El marco de momento entre los tramos B y C es la fuente de estabilidad lateral y, por lo tanto, se evaluará utilizando las disposiciones del Capítulo C de la especificación. Aunque las columnas en las líneas de cuadrícula A, D y E no contribuyen a la estabilidad lateral, las

fuerzas necesarias para estabilizarlas deben tenerse en cuenta en el análisis de momento-marco.

Se podría modelar todo el marco desde la línea de cuadrícula A al E, pero en este caso el modelo se simplifica como se muestra en la Figura 2, en el que las cargas de estabilidad de las tres columnas "inclinadas" se combinan en una sola columna.

Las combinaciones de carga de gravedad máxima son:

LRFD	ASD
$Wu = 1.2 D + 1.6 L$	$Wu = D + L$
$Wu = 1.2 (5,84 \text{ kN/m})$	$Wu = 5,84 \text{ kN/m} + 17,5 \text{ kN/m}$
$+ 1.6 (17,5 \text{ kN/m})$	$Wu = 23,4 \text{ kN/m}$
$Wu = 35 \text{ kN/m}$.	

Según la Sección C2.1 (c) de la especificación NCh 427/1, para diseño mediante LRFD, realice un análisis de segundo orden y verificaciones de la resistencia de los miembros utilizando las combinaciones de carga LRFD. Para ASD, realice un análisis de segundo orden usando 1.6 veces la carga de ASD combinaciones y dividir los resultados del análisis por 1.6 para obtener las resistencias requeridas de los componentes miembros.

LRFD	ASD
$W^*u = 35 \text{ kN/m}$	$W^*a = 1,6(Wu)$
	$W^*a = 1,6(23,4 \text{ kN/m})$
	$W^*a = 37,3 \text{ kN/m}$

Las cargas de gravedad concentradas a ser consideradas en un análisis de segundo orden en las columnas en B y C contribuido por vigas adyacentes son:

LRFD	ASD
$P^*u = \frac{w^*u * l}{2}$	$P^*a = \frac{w^*a * l}{2}$
$P^*u = \frac{(35 \text{ kN/m}) * (9\text{m})}{2}$	$P^*a = \frac{(37,3 \text{ kN/m})(9\text{m})}{2}$
$P^*u = 157,5 \text{ kN}$	$P^*a = 167,9 \text{ kN}$.

Cargas de gravedad concentradas en la columna representativa.

La carga en esta columna representa toda la carga por gravedad que se estabiliza por el marco de momento, pero no es directamente aplicado a ella.

LRFD	ASD
$P^*ul = (L) * (W^*u)$	$P^*al = (L) * (W^*a)$
$P^*ul = (18\text{m}) * (35 \text{ kN/m})$	$P^*al = (18\text{m}) * (37,3 \text{ kN/m})$
$P^*ul = 630 \text{ kN}$.	$P^*al = 671,4 \text{ kN}$.

Uso de cargas ficticias para representarlas imperfecciones.

Según la Sección C2. b de la especificación NCh 427/1, las cargas ficticias se deben añadir a las otras cargas laterales consideradas e incorporadas en todas las combinaciones de carga.

De la ecuación C2-1 de especificación las cargas ficticias son:

LRFD	ASD
$\alpha = 1$	$\alpha = 1,6$
$Yi = 36\text{m} * 35 \text{ kN/m}$	$Yi = 36\text{m} * 23,3 \text{ kN/m}$
$Yi = 1.260 \text{ kN}$	$Yi = 838,8 \text{ kN}$
$Ni = 0,002 * \alpha * Yi$ Ec. C2 - 1	$Ni = 0,002 * \alpha * Yi$ Ec. C2 - 1
$Ni = 0,002 * (1,0) * (1.260 \text{ kN})$	$Ni = 0,002 * (1,6) * (838,8 \text{ kN})$
$Ni = 2,52 \text{ kN}$	$Ni = 2,68 \text{ kN}$

Las cargas aplicadas se muestran en la Figura 2.

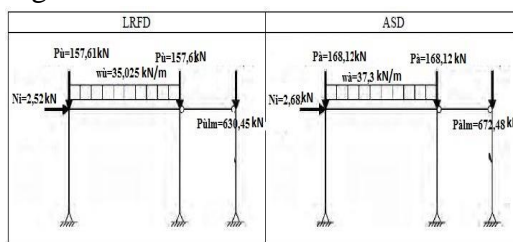


Figura 2: Cargas aplicadas sobre el modelo de análisis.

Según la Sección C2.3 de la especificación NCh427/1, realice el análisis utilizando un factor de 0,80 a todas las rigideces que se considere que contribuyen a la estabilidad de la estructura. Suponga, sujeto a verificación, que $\alpha Pr/Pns \leq 0,5$ por lo

tanto, no se requiere reducción de rigidez ($\tau_b = 1,0$).

La mitad de la carga gravitacional es soportada por las columnas del marco resistente al momento. Debido a que la carga gravitacional soportada por las columnas del marco resistente al momento excede un tercio de la carga gravitacional total afluente del marco, por la sección C2.1, los efectos de $P-\delta$ y $P-\Delta$, deben ser considerados en el análisis del marco.

Este ejemplo usa software de análisis que tiene en cuenta los $P-\delta$ y $P-\Delta$, (si el software utilizado no tiene en cuenta los efectos $P-\delta$, esto se puede lograr subdividiendo las columnas entre la zapata y la viga).

Las Figura 3 y 4 muestran los resultados de un análisis de primer orden y de segundo orden. (el análisis de primer orden se muestra sólo como referencia). En cada caso, la derivada es el promedio de las derivaciones en las líneas de cuadrícula B y C.

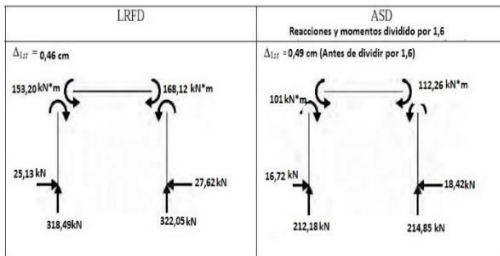


Figura 3: Resultado de análisis de primer orden.

Análisis de segundo orden.

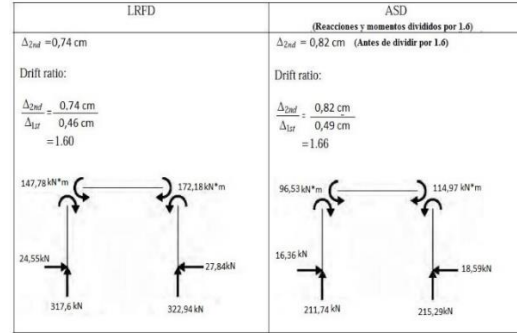


Figura 4: Resultados del análisis de segundo orden.

Verifique la suposición de que $\alpha Pr/Pns \leq 0,5$ en la columna de la línea de la cuadrícula C.

Porque una columna W12x65” no contiene elementos que sean delgados para una compresión uniforme.

$$Pns = Fy Ag$$

$$Pns = \frac{(345 \text{ MPa})(12.300 \text{ cm}^2)}{1000 \text{ N/kN}}$$

$$Pns = 4.240,3 \text{ kN}$$

LRFD	ASD
$\frac{\alpha Pr}{Pns} = \frac{1,0(322,05 \text{ kN})}{4240,3 \text{ kN}} = 0,0760 \leq 0,5 \text{ o.k.}$	$\frac{\alpha Pr}{Pns} = \frac{1,6(214,85 \text{ kN})}{4240,3 \text{ kN}} = 0,0811 \leq 0,5 \text{ o.k.}$

Se verifica el supuesto de rigidez utilizado en el análisis, $\tau_b = 1,0$.

Tenga en cuenta que la relación de deriva, 1.60 (LRFD) o 1.66 (ASD), no excede el límite recomendado de 2.5 comentario de la sección de especificación C1.

La resistencia a la compresión axial requerida en las columnas es de 322,94 kN (LRFD) o 215,29 kN (ASD). Lo requerido del diagrama de momento flector es lineal, variando desde cero en la parte inferior hasta 172,18 kN*m(LRFD) u 114,96 kN*m (ASD) en el parte superior. Estas resistencias requeridas se aplican a ambas

columnas porque la carga teórica debe aplicarse en cada dirección.

Aunque el multiplicador de oscilación de segundo orden (relación de deriva) es bastante grande a 1.60 (LRFD) o 1.66 (ASD), el cambio en

El momento de flexión es pequeño porque los únicos momentos de oscilación son los producidos por las pequeñas cargas nominales. Para la carga en combinaciones con importantes cargas gravitatorias y laterales, el aumento de los momentos de flexión es mayor.

Según la Sección C3 de la especificación NCh227/1, la longitud efectiva para el pandeo por flexión de todos los miembros se toma como sin arriostrar longitud ($K = 1.0$):

$$L_{cx} = 6m.$$

$$L_{cy} = 6m.$$

CAPÍTULO D: DISEÑO DE MIEMBROS PARA TENSIÓN.

EJEMPLO D.1 MIEMBRO DE TENSIÓN DE UN SOLO ÁNGULO.

Verifique la resistencia a la tracción de un ASTM A36 L4x4x1/2" con una línea de cuatro pernos de diámetro interno en agujeros estándar, como se muestra en la Figura 5. El miembro lleva una carga muerta de 88,96 kN y una carga viva de 266,86 kN en tensión.

Además, calcule a qué longitud este miembro de tensión dejaría de satisfacer la delgadez recomendada. Suponga que los estados límite de conexión no gobiernan.

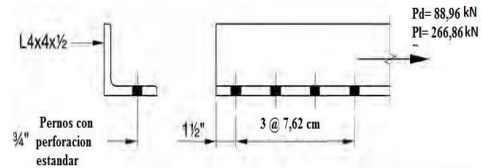


Figura 5: Geometría de conexión para el ejemplo D.2.

Solución:

Las propiedades de materiales a utilizar:

ASTM A36

$F_y = 248 \text{ N/mm}^2$

$F_u = 400 \text{ N/mm}^2$

Las propiedades geométricas de la sección L4X4X1/2"

$A_g = 2.430 \text{ mm}^2$

$r_z = 19,9 \text{ mm}$

$\bar{x} = 29,9 \text{ mm}$

La resistencia a la tracción requerida es:

LRFD	ASD
$P_u = 1.2 D + 1.6 L$	$P_a = D + L$
$P_u = 1.2 (88,96 \text{ kN}) + 1.6 (266,86 \text{ kN})$	$P_a = 88,96 \text{ kN} + 266,86 \text{ kN}$
$P_u = 533,79 \text{ kN}$	$P_a = 355,86 \text{ kN}$

$$P_n = F_y * A$$

$$Ec. D2 - 1$$

$$P_n = (248 \text{ N/mm}^2 * 2430 \text{ mm}^2)$$

$$P_n = 603,152 \text{ kN}$$

De la sección D2 de NCh 427/1, la resistencia a la tracción disponible es:

LRFD	ASD
$\phi_t = 0,90$	$\Omega_t = 1,67$
$\phi_t P_n = 0,75 * (603,15 \text{ kN})$	$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{603,15 \text{ kN}}{1,67}$
$\phi_t P_n = 542,837 \text{ kN} > 533,79 \text{ kN}$ O.K	$\frac{P_n}{\Omega_t} = 359,42 \text{ kN} > 355,86 \text{ kN}$ O.K

A partir de la descripción del elemento en la Tabla de la norma NCh427/1 D3.1 Caso 8, calcule el factor de retraso de corte, U, como el mayor de los valores de la Sección D3, Tabla D3.1 Caso 2 y Caso 8.

De la sección D3 de la norma NCh427/1, para secciones transversales abiertas, U no

necesita ser menor que la proporción del área bruta de los elementos conectados al área bruta del miembro.

La mitad del miembro está conectado, por lo tanto, el valor mínimo de U es:

$$U = 0.500$$

Caso 2, donde l es la longitud de la conexión es:

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

$$U = 1 - \frac{29,9 \text{ mm}}{228,6 \text{ mm}}$$

$$U = 0,869$$

Caso 8, con cuatro o más sujetadores por línea en la dirección de carga:

$$U = 0.80 \text{ Por lo tanto, use la U más grande} \\ = 0.869.$$

Calcule An usando la Sección B4.3b.

$$A_n = A_g - 4(dh + 2mm)tf$$

$$A_n = 2135,48 \text{ mm}^2$$

Calcule Ae usando la sección D3 de la norma.

$$A_e = A_n * U \quad \text{Ec. D3 - 1}$$

$$A_e = 2135,48 \text{ mm}^2 * 0,869$$

$$A_e = 1858,061 \text{ mm}^2$$

$$P_n = F_u * A_e \quad \text{Ec. D2 - 2}$$

$$P_n = 399,89 \text{ MPa} * 1858,061 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 742,85 \text{ kN.}$$

De la sección D2, la resistencia a la rotura por tracción disponible es:

LRFD	ASD
$\phi_t = 0,75$	$\Omega_t = 2,0$
$\phi_t P_n = 0,75 * (742,85 \text{ kN})$	$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{742,85 \text{ kN}}{2}$
$\phi_t P_n = 557,138 \text{ kN} > 533,79 \text{ kN O.K}$	$\frac{P_n}{\Omega_t} = 371,425 \text{ kN} > 355,86 \text{ kN O.K}$

La resistencia a la tracción disponible L4x4x 1/2 se rige por el estado límite de tensión de tracción.

LRFD	ASD
$\phi_t P_n = 542,68 \text{ kN} > 533,79 \text{ kN O.K}$	$\frac{P_n}{\Omega_t} = 359,42 \text{ kN} > 355,86 \text{ kN O.K}$

L máx. recomendado. Uso de la sección D1:

$$L_{max} = 300 * r_z = 300 * 19,9 \text{ mm}$$

$$= 5970 \text{ mm}$$

Nota: El límite L / r es una recomendación, no un requisito.

Consulte el Capítulo J para ver ilustraciones de las comprobaciones del estado límite de conexión.

CAPÍTULO E: DISEÑO DE MIEMBROS PARA LA COMPRESIÓN.

EJEMPLO E.1 COLUMNA CONSTRUIDA CON UNA BANDA DELGADA.

Verifique que una columna ASTM A572 Grado 50 construida con bridas PL25mmx203mm. y un alma PL102mmX381mm que se muestra en la Figura 6, es suficiente para soportar una carga muerta de 311kN y una carga viva de 934kN en compresión axial. La longitud sin abrazadera de la columna es de 4,5m y los extremos están clavados en ambos ejes.

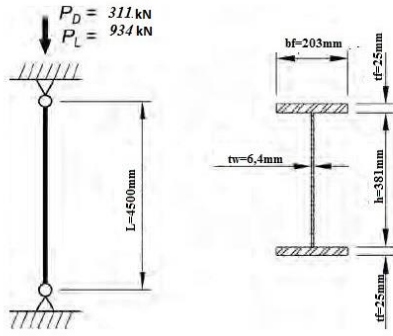


Figura 6: Geometría de la columna por ejemplo E.2.

Solución:

Las propiedades del material son las siguientes:

Columna de montaje
 ASTM A572 Grado 50
 $F_y = 345\text{MPa}$
 $F_u = 448\text{MPa}$

Las propiedades geométricas son las siguientes:

Columna de montaje
 $d = 432\text{mm}$
 $bf = 203\text{mm}$
 $tf = 25,4\text{mm}$
 $h = 381\text{mm}$
 $tw = 6,4\text{mm}$

La resistencia a la compresión requerida es:

LRFD	ASD
$P_u = 1,2D + 1,6L$	$P_a = D + L$
$P_u = 1,2(311\text{kN}) + 1,6(934\text{kN})$	$P_a = 311\text{kN} + 934\text{kN}$
$P_u = 1.867,6\text{kN}$	$P_a = 1.245\text{kN}$

Propiedades de las secciones construidas (ignorando las soldaduras en ángulo) E-14.

$$A_g = 2b_f t_f + h t_w$$

$$A_g = 2(203\text{mm})(25\text{mm}) + (381\text{mm})(6,4\text{mm})$$

$$A_g = 12.588,4\text{mm}^2$$

$$I_y = \sum \frac{bh^3}{12}$$

$$I_y = 2 \left[\frac{(25\text{mm})(203\text{mm})^3}{12} + \frac{(381\text{mm})(6,4\text{mm})^3}{12} \right]$$

$$I_y = 3,486 \times 10^7 \text{mm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{3,486 \times 10^7 \text{mm}^4}{12.588,4\text{mm}^2}} = 52,63\text{mm}$$

$$I_x = \sum Ad^2 + \sum \frac{bh^3}{12}$$

$$I_x = 2[(5161, \text{mm}^2)(203\text{mm})^2 + \frac{(6,4\text{mm})(381\text{mm})^3}{12} + 2 \left[\frac{(203\text{mm})(25\text{mm})^3}{12} \right]]$$

$$I_x = 4,55 \times 10^8 \text{mm}^4$$

Tensión de pandeo por flexión elástica.

De la Tabla C-A-7.1, para una condición con clavos, $K_y = 1.0$. Debido a que la longitud sin arriostrar es la misma para ambos ejes, el eje y-y gobernará por medio de una inspección. Con $L_{cy} = K_y L_y = 1.0(4500\text{mm}) = 4500\text{mm}$

$$\frac{L_{cy}}{r_y} = \frac{4500\text{mm}}{52,63\text{mm}} = 85,5\text{mm}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{Cy}}{r_y}\right)^2} \quad \text{Ec. 3 - 4}$$

$$F_e = \frac{\pi^2(200.000MPa)}{(85,5)^2} = 270MPa$$

Tensión de pandeo elástico crítico de torsión.

Nota: El pandeo por torsión generalmente no se aplicará para barras doblemente simétricas si $L_{cy} \geq L_{cz}$; sin embargo, la verificación se incluye aquí para ilustrar el cálculo.

De la Nota de Usuario en la Sección E4:

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4}$$

$$C_w = \frac{(3,406 \times 10^7 mm^4)(406,4 mm)^2}{4} = 1,44 \times 10^{12} mm^6$$

$$J = \sum \frac{bt^3}{3}$$

$$J = 2 \left[\frac{(203 mm)(25 mm)^3}{3} + \frac{(381 mm)(6,4 mm)^3}{3} \right] = 2,149 \times 10^6 mm^4$$

$$F_{ez} = \left(\frac{\pi^2 EC_w}{L_{cz}^2} + GJ \right) \frac{1}{I_y + I_x} \quad \text{Ec. E4 - 2}$$

$$F_{ez} = \left(\frac{\pi^2(200.000MPa)(1,44 \times 10^{12} mm^6)}{[1,0(4500 mm)]^2} + (77.200MPa)(2,149 \times 10^6 mm^4) \right) \frac{1}{4,55 \times 10^8 mm^4 + 3,486 mm^4}$$

$$F_{ez} = 625MPa > 270MPa$$

Por lo tanto, el estado límite de pandeo por flexión controla.

Uso $F_e = 270MPa$

Tensión de pandeo por flexión.

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{345MPa}{270MPa} = 1,3$$

Pero

$$\frac{F_y}{F_e} < 2.25$$

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y \quad \text{Ec. E3 - 2}$$

$$F_{cr} = (0,658^{1,3})(345MPa) = 200MPa$$

Esbeltez.

Verifique si hay bridas delgadas usando la Tabla B4. 1a norma NCh427/1.

Calcule k_c usando la Tabla B4.1A.

$$K_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$$

$$K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{381 mm}{6,4 mm}}}$$

= 0,518 ; que está entre 0,35 y 0,76.

Para las alas:

$$\lambda = \frac{b}{t}$$

$$\lambda = \frac{101,6 mm}{25 mm} = 4,06$$

Determine la relación de esbeltez límite del ala, r , a partir de la Tabla B4. 1a, Caso 2:

$$\lambda r = 0,64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$$

$$\lambda r = 0,64 \sqrt{\frac{0,518(200.00MPa)}{(345MPa)}}$$

$$\lambda r = 11,1$$

Debido a que $\lambda < \lambda_r$, las alas no son delgadas y no hay reducción en el área efectiva debido al pandeo local de las alas. Compruebe si hay una banda delgada y, a continuación, determine el área efectiva para la compresión, A_e , utilizando la sección E7.1.

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

$$\lambda = \frac{(381mm)}{(6,4mm)} = 60$$

Determine el límite de banda delgada a partir de la Tabla B4. 1a, Caso 5:

$$\lambda_r = 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 1,49 \sqrt{\frac{(200.000MPa)}{(345MPa)}} = 35,9$$

Porque $\lambda > \lambda_r$, la red es delgada. Determine el límite de delgadez de la Sección E7.1 para un elemento totalmente efectivo:

$$\lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} = 35,9 \sqrt{\frac{345MPa}{200MPa}} = 47,2$$

Porque $\lambda > \lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}}$ el ancho efectivo se determina a partir de la ecuación de E7-3. Determine el factor de ajuste de imperfección de anchura efectiva de la Tabla de Especificaciones de AISC E7.1, Caso (a):

$$C_1 = 0,18$$

$$C_2 = 1,31$$

La tensión de pandeo local elástica es:

$$F_{el} = \left(C_2 \frac{\lambda_r}{\lambda}\right)^2 F_y \quad Ec. E7 - 5$$

$$F_{el} = \left[1,31 \frac{35,9}{60}\right]^2 (345MPa)$$

$$= 211,96MPa$$

Determine el ancho efectivo de la banda y el área efectiva resultante:

$$h_e = h \left(1 - C_1 \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}}\right) \left(\sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}}\right) \quad Ec. E7 - 3$$

$$h_e = (381mm) \left(1 - 0,18 \sqrt{\frac{211,96MPa}{200MPa}}\right) \left(\sqrt{\frac{211,96MPa}{200MPa}}\right)$$

$$h_e = 319,55mm$$

$$A_e = A_g - (h - h_e)t_w$$

$$A_e = 12.588,4mm^2$$

$$- (381mm$$

$$- 319,545mm)6,4mm$$

$$= 12.195,1mm^2$$

Resistencia a la compresión disponible.

$$P_n = F_{cr} A_e \quad Ec. E7 - 1$$

$$P_n = (200MPa)(12.195,1mm^2)(1kN/1.000N)$$

$$P_n = 2.439 kN$$

De la sección E1, la resistencia a la compresión disponible es:

LRFD	ASD
$\phi_c = 0,9$	$\Omega_c = 1,67$
$\phi_c P_n = 0,9(1.569,53kN)$	$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{1.569,53kN}{1,67}$
$\phi P_n = 1.412,57kN > 1.068kN \text{ o.k}$	$\frac{P_n}{\Omega_t} = 939,8kN > 712kN \text{ o.k}$

CAPÍTULO F: DISEÑO DE MIEMBROS PARA FLEXIÓN.

EJEMPLO F.1 BARRA COMPACTA DE FLEXIÓN DE CANAL CON ARRIOSTRAMIENTO EN LOS EXTREMOS Y QUINTO PUNTO.

Verificar la resistencia a la flexión disponible de la viga C15X33.9" para luces y cargas muertas y vivas uniformes como se muestra en la Figura 7. La viga está simplemente apoyada y en los extremos y en los puntos cinco. El canal es de material ASTM A36.

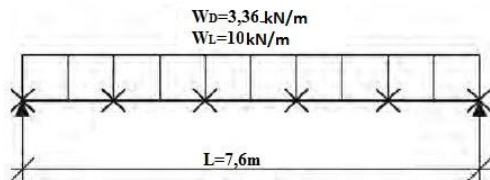


Figura 7: Diagrama de carga y arriostramiento de la viga, ejemplo F.5.

Solución:

Las propiedades del material son las siguientes:

ASTM A36:
 $F_y = 248 \text{ MPa}$
 $F_u = 400 \text{ MPa}$

Las propiedades geométricas son las siguientes:

C15X33.9"
 $S_x = 688.257 \text{ mm}^3$

La resistencia a la flexión requerida:

LRFD	ASD
$W_u = 1,2 D + 1,6 L$ $W_u = 1,2 (3,36 \text{ kN/m})$ $\quad + 1,6 (10 \text{ kN/m})$ $W_u = 20 \text{ kN/m}$	$W_a = D + L$ $W_a = \frac{3,36 \text{ kN}}{m} + 10 \text{ kN/m}$ $W_a = 13,36 \text{ kN/m}$
$M_u = \frac{W_u L^2}{8} = \frac{20 \text{ kN/m} (7,6 \text{ m})^2}{8}$ $M_u = 144,4 \text{ kNm}$	$M_a = \frac{W_a L^2}{8} = \frac{13,36 \text{ kN/m} (7,6 \text{ m})^2}{8}$ $M_a = 96,5 \text{ kNm}$

Resistencia a la flexión disponible.

Según la Nota del Usuario en la Sección F2, todas las formas ASTM A36 C y MC son compactas.

De la Tabla 3-1 del Manual de AISC, para el segmento central de una viga uniformemente cargada arriostrada en los extremos y la quinta puntos:

$$C_b = 1.00$$

De la Tabla 3-8 del Manual de AISC, para un C15X33.9:

$$L_p = 1.144 \text{ m}$$

$$L_r = 4.423 \text{ m}$$

Longitud sin abrazar.

$$L_b = \frac{7.600 \text{ mm}}{5} = 1.520 \text{ m}$$

Para un canal compacto con $L_p < L_b \leq L_r$, el menor de los estados límite de flexión o el menor de los estados límite de torsión lateral inelástico.

El estado límite de pandeo controla la resistencia a la flexión disponible.

La resistencia a la flexión nominal basada en el estado límite de elasticidad a la flexión, es:

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad \text{Ec. F2 - 1}$$

$$M_n = (248 \text{ N/mm}^2) (832.463 \text{ mm}^3)$$

$$M_n = 206,5 \times 10^6 \text{ Nmm} = 206,5 \text{ kNm}$$

La resistencia a la flexión nominal basada en el estado límite de pandeo lateral-torsional es:

$$M_n = c_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \quad \text{Ec. F2 - 2}$$

$$M_n = 1,0 \left[206,5 \times 10^6 \text{ Nmm} - (206,5 \times 10^6 \text{ Nmm} - 0,7(248 \text{ MPa})(688.257 \text{ mm}^3) \left(\frac{1.520 \text{ mm} - 1.144 \text{ mm}}{4.423 \text{ mm} - 1.144 \text{ mm}} \right) \right]$$

$$M_n = 196,5 \times 10^6 \text{ Nmm} = 196,5 \text{ kNm}$$

Resistencia a la flexión disponible.

De la sección F1, la resistencia a la flexión disponible es:

LRFD	ASD
$\phi_b = 0,90$	$\Omega_b = 1,67$
$\phi_b M_n = 0,90(196,5 \text{ kNm})$	$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{196,5 \text{ kNm}}{1,67}$
$\phi_b M_n = 176,9 \text{ kNm} > 144,4 \text{ kNm}$	$\frac{M_n}{\Omega_b} = 117,7 \text{ kNm} > 96,5 \text{ kNm}$

CAPÍTULO G: DISEÑO DE MIEMBROS PARA EL CORTE.

EJEMPLO G.1 ÁNGULO EN CORTE

Determine la resistencia al cizallamiento disponible y la adecuación de un ASTM A36 L5x3x1/4" (pierna larga vertical) con cizallas finales de 15,6 kN de carga muerta y 46,7 kN de carga viva.

Solución:

Las propiedades del material son las siguientes:

ASTM A36

Fy= 248MPa

Fu=400 MPa

Las propiedades geométricas son las siguientes:

L5x3x1/4"

b = 5127mm

t = 6,4mm

Del Capítulo 2 de ASCE / SEI 7, la resistencia al corte requerido es:

LRFD	ASD
$V_u = 1.2D + 1.6L$	$V_a = D + L$
$V_u = 1.2(15,6 \text{ kN}) + 1.6(46,7 \text{ kN})$	$V_a = 15,6 \text{ kN} + 46,7 \text{ kN}$
$V_u = 93,4 \text{ kN}$	$V_a = 62,3 \text{ kN}$

Resistencia al corte nominal, se puede calcular de acuerdo con la sección G3, como sigue:

$$k_v = 1.2$$

Determine Cv2 a partir de la sección de G2.2.

$$\frac{h}{t_w} = \frac{b}{t}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{127 \text{ mm}}{6,4 \text{ mm}}$$

$$\frac{h}{t_w} = 20$$

$$1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{1,2(200000 \text{ MPa})}{248 \text{ MPa}}} = 32,4$$

De la sección G3, la resistencia al corte nominal es:

$$V_n = 0,6 F_y b t C_v 2$$

$$V_n = 0,6(248 \text{ MPa})(127 \text{ mm}^2)(1,0)$$

$$V_n = 120,9 \text{ kN}$$

Resistencia al corte disponible

De la sección G1, la resistencia al corte disponible es:

LRFD	ASD
$\phi_v = 0,9$	$\Omega_v = 1,67$
$\phi_v V_n = (0,9)(120,9kN)$	$V_n = 120,9kN$
$\phi_v V_n = 108,9kN > 93,4kN$	$\frac{V_n}{\Omega_v} = \frac{120,9}{1,67}$
	$V_n = 72,4kN > 62,3kN$

CAPÍTULO H: DISEÑO DE MIEMBROS PARA FUERZAS COMBINADAS Y TORSIÓN.

EJEMPLO H.1 EN FORMA DE W SUJETO A TENSIÓN AXIAL Y FLEXIÓN COMBINADAS.

Seleccione una forma en W ASTM A992 con una profundidad nominal de 4,3m para soportar fuerzas de 129kN de carga muerta y 387kN de la carga viva en tensión axial, así como de los siguientes momentos debidos a cargas uniformemente distribuidas:

$$M_{xD} = 43,5kNm$$

$$M_{xL} = 130,6kNm$$

$$M_{yD} = 15,4kNm$$

$$M_{xL} = 46kNm$$

La longitud sin abrazadera es de 9,1m y los extremos están clavados. Suponga que las conexiones se hacen sin agujeros.

Solución:

Las propiedades del material son las siguientes:
ASTM A992.

$$F_y = 345MPa$$

$$F_u = 448MPa$$

Las fortalezas requeridas son:

LRFD	ASD
$P_u = 1,2(D) + 1,6(L)$	$P_a = D + L$
$P_u = 1,2(129kN) + 1,6(387kN)$	$P_a = 129kN + 387kN$
$P_u = 774kN$	$P_a = 516kN$
$M_{ux} = 1,2(D) + 1,6(L)$	$M_{ax} = D + L$
$M_{ux} = 1,2(43,5kNm) + 1,6(130,6kNm)$	$M_{ax} = 43,5kNm + 130,6kNm$
$M_{ux} = 261,3kNm$	$M_{ax} = 174,1kNm$
$M_{uy} = 1,2(D) + 1,6(L)$	$M_{ay} = D + L$
$M_{uy} = 1,2(15,4kNm) + 1,6(46kNm)$	$M_{ay} = 15,4kNm + 46kNm$
$M_{uy} = 92,1kNm$	$M_{ax} = 61,4kNm$

Prueba con un W14X82”.

De las Tablas Manuales 1-1 y 3-2 de AISC, las propiedades son las siguientes:

$$W14x82”$$

$$A_g = 15.500mm^2$$

$$S_x = 2.010x10^3mm^3$$

$$Z_x = 2.270x10^3mm^3$$

$$S_y = 479x10^3mm^3$$

$$Z_y = 732x10^3mm^3$$

$$I_y = 61,5x10^6mm^4$$

$$L_p = 2.672mm$$

$$L_r = 10.126mm$$

Resistencia nominal a la tracción.

De la Sección D2(a), la resistencia a la tracción nominal debido a la elasticidad a la tracción en la sección bruta es:

$$P_n = F_y A_g \quad \text{Ec. D2 - 1}$$

$$P_n = (345MPa)(15.500mm^2)$$

$$P_n = 5,3475Nmm = 5347,5kNm$$

Obsérvese que, para una barra con agujeros, la resistencia a la ruptura de la barra también tendría que calcularse utilizando Ecuación D2-2.

Resistencia nominal a la flexión por flexión en el eje principal.

De la Sección F2.1, la resistencia a la flexión nominal debido a la elasticidad (momento plástico) es:

$$M_{nx} = M_p = F_y Z_x \quad \text{Ec. F2 - 1}$$

$$M_{nx} = (345\text{MPa})(2.270 \times 10^3 \text{mm}^3)$$

$$M_{nx} = 783,15 \times 10^6 \text{Nmm} = 783,15 \text{kNm}$$

Pandeo Lateral-Torsional.

A partir de la Sección F2.2, se determina la resistencia a la flexión nominal debida al pandeo lateral-torsional. como sigue:

Debido a que $L_p < L_b < L_r$, es decir, $2.672\text{mm} < 9.100\text{mm} < 10.126\text{mm}$, se aplica la ecuación de especificación F2-2.

Factor de Modificación de Pandeo Lateral-Torsional, C_b

De la Tabla 3-1 del Manual AISC, $C_b = 1.14$, sin considerar los efectos beneficiosos de la fuerza de tensión. Sin embargo, por la Sección H1.2, C_b puede ser modificado porque la columna está en tensión axial concurrentemente con flexión.

$$P_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_b^2}$$

$$P_{ey} = \frac{\pi^2 (200.000\text{MPa})(61,5 \times 10^6 \text{mm}^4)}{(9.100\text{mm})^2}$$

$$P_{ey} = 1,466 \times 10^6 \text{N} = 1.466 \text{KN}$$

LRFD	ASD
$\sqrt{1 + \frac{\alpha P_u}{P_{ey}}} = \sqrt{1 + \frac{1,0(774\text{kN})}{1.466\text{kN}}} = 1,24$	$\sqrt{1 + \frac{\alpha P_a}{P_{ey}}} = \sqrt{1 + \frac{1,6(512\text{kN})}{1.466\text{kN}}} = 1,25$

$$C_b = 1,24(1,14)$$

$$C_b = 1,41$$

$$M_n = c_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \quad \text{Ec. F2 - 2}$$

$$M_n = 1,41 \left[783 \times 10^6 \text{Nmm} - (783 \times 10^6 \text{Nmm}) - 0,7(345\text{MPa})(2.010 \times 10^3 \text{mm}^3) \left(\frac{9.100\text{mm} - 2.672\text{mm}}{10.126\text{mm} - 2.672\text{mm}} \right) \right]$$

$$M_n = 590,2 \times 10^6 \text{Nmm} = 590,2 \text{kNm}$$

Pandeo local.

De acuerdo con la Tabla 1-1 de AISC Manual, la sección transversal es compacta a

$F_y = 345\text{MPa}$; por lo tanto, el estado límite de pandeo local sí lo es. no se aplica. Resistencia nominal a la flexión para la flexión sobre el eje menor y la interacción de la flexión y la tensión. Debido a que un W14x82 tiene alas compactas, sólo se aplica el estado límite de rendimiento para la flexión sobre el eje menor.

$$M_{ny} = M_p = F_y Z_x \leq 1,6 F_y S_y \quad \text{Ec. F2 - 1}$$

$$M_{ny} = (345\text{MPa})(732 \times 10^3 \text{mm}^3)$$

$$\leq 1,6(345\text{MPa})(479 \times 10^3 \text{mm}^3)$$

$$M_{ny} = 253 \times 10^6 \text{Nmm} < 264 \times 10^6 \text{Nmm}$$

$$M_{ny} = 253 \text{kNm} < 264 \text{kNm}$$

$$M_{ny} = 253 \text{kNm}$$

Fuerza Disponible.

De las secciones D2 y F1, las fuerzas disponibles son:

LRFD	ASD
$P_c = \phi_c P_n$ $P_c = 0,90(5.347,5kN)$ $P_c = 4.812,7kN$	$P_c = P_u / \Omega_c$ $P_c = 5.347,5kN / 1,67$ $P_c = 3.202,1kN$
$M_{cx} = \phi_b M_{nx}$ $M_{cx} = 0,9(590,3kNm)$ $M_{cx} = 531,2kNm$	$M_{cx} = M_{nx} / \Omega_b$ $M_{cx} = 590,3kNm / 1,67$ $M_{cx} = 353,4kNm$
$M_{cy} = \phi_b M_{ny}$ $M_{cy} = 0,9(253kNm)$ $M_{cy} = 227,7kNm$	$M_{cy} = M_{ny} / \Omega_b$ $M_{cy} = 253kNm / 1,67$ $M_{cy} = 151,5kNm$
$\frac{P_r}{P_c} = \frac{P_u}{\phi_c P_n} = \left(\frac{774kN}{4.812,7kN} \right)$ $0,161 < 0,2$ Porque $\frac{P_u}{P_n} < 0,2$	$\frac{P_u}{P_n / \Omega_t} = \left(\frac{516kN}{3.202,1kN} \right)$ $0,161 < 0,2$ Porque $\frac{P_u}{P_n / \Omega_c} < 0,2$
$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx} + M_{ry}}{M_{cx} + M_{cy}} \right) \leq 1,0 \text{ Ec. H1-1b}$ $\frac{774kN}{2(4.812,7kN)} + \left(\frac{261,2kNm + 92,1kNm}{531,2kNm + 227,7kNm} \right) \leq 1,0$ $0,976 < 1,0 \text{ o. k}$	$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx} + M_{ry}}{M_{cx} + M_{cy}} \right) \leq 1,0 \text{ Ec. H1-1b}$ $\frac{516kN}{2(3.202,1kN)} + \left(\frac{174,1kNm + 61,4kNm}{353,4kNm + 151,5kNm} \right) \leq 1,0$ $0,9778 < 1,0 \text{ o. k}$

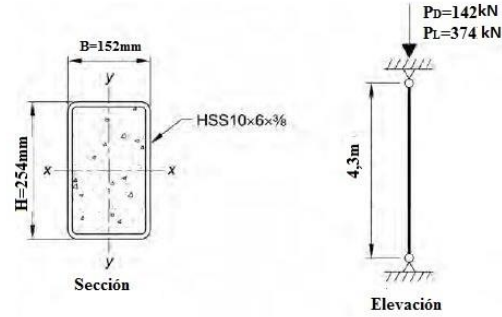


Figura 8: Sección de miembro compuesto relleno y carga aplicada.

Solución:

Las propiedades de los materiales son:
 ASTM A500 Grado C
 $F_y = 345\text{MPa}$
 $F_u = 427\text{MPa}$

La resistencia a la compresión requerida es:

LRFD	ASD
$P_r = P_u$ $P_r = 1,2(142kN) + 1,6(374kN)$ $P_r = 768,8kN$	$P_r = P_n$ $P_r = 142kN + 374kN$ $P_r = 516kN$

La resistencia a la compresión disponible puede calcularse directamente utilizando el método disposiciones del Capítulo I.

Las propiedades geométricas de un HSS10x6x 3/8a son las siguientes:

$$A_s = 6.710\text{mm}^2$$

$$H = 254\text{mm}$$

$$B = 152\text{mm}$$

$$t_n = 9,53\text{mm. (espesor nominal de pared)}$$

$$t = 8,86\text{mm. (espesor de pared de diseño)}$$

$$h/t = 25,7$$

$$b/t = 14,2$$

$$I_{sx} = 57 \times 10^6 \text{mm}^4$$

$$I_{sy} = 26 \times 10^6 \text{mm}^4$$

Las distancias internas claras se determinan como:

$$h_i = H - 2t$$

CAPÍTULO I: DISEÑO DE MIEMBROS COMPUESTOS.

EJEMPLO I.1 MIEMBRO COMPUESTO RELLENO EN COMPRESIÓN AXIAL.

Determinar si el elemento compuesto relleno ilustrado en la Figura 8 es adecuado para las cargas muertas y vivas indicadas. En este ejemplo se utilizará la Tabla IV-1B de la Parte IV. El miembro compuesto consiste en un HSS ASTM A500 Grado C con relleno de concreto de peso normal con una resistencia a la compresión del hormigón especificada, $f'_c = 35\text{MPa}$.

$$h_i = 254mm - 2(8,86mm)$$

$$h_i = 236,8mm$$

$$b_f = B - 2t$$

$$b_f = 152mm - 2(8,86mm)$$

$$b_f = 134,3mm$$

A partir del Ejemplo de Diseño I.3, el área de concreto A_c , es igual a $31.735mm^2$. Las áreas de acero y concreto pueden ser utilizadas para calcular el área bruta de la sección transversal de la siguiente manera:

$$A_g = A_s + A_c$$

$$A_g = 6.710mm^2 + 31.735mm^2$$

$$A_g = 38.445mm^2$$

Calcular el momento de inercia del hormigón utilizando una geometría compatible con la utilizada en el cálculo del acero.

Para doblar sobre el eje x-x:

$$I_{cx} = \frac{(B - 4t)h_i^3}{12} + \frac{t(H - 4t)^3}{6} + \frac{(9\pi^2 - 64)t^4}{36\pi} + \pi t^2 \left(\frac{H - 4t}{2} + \frac{4t}{3\pi} \right)^2$$

$$I_{cx} = \frac{(152mm - 4(8,86mm))(236,8mm)^3}{12} + \frac{(8,86mm)(254mm - 4(8,86mm))^3}{6} + \frac{(9\pi^2 - 64)(8,86mm)^4}{36\pi} + \pi t^2 \left(\frac{254mm - 4(8,86mm)}{2} + \frac{4(8,86mm)}{3\pi} \right)^2$$

$$I_{cx} = 1,46 \times 10^8 mm^4$$

Para doblar el eje y-y:

$$I_{cy} = \frac{(B - 4t)h_i^3}{12} + \frac{t(H - 4t)^3}{6} + \frac{(9\pi^2 - 64)t^4}{36\pi} + \pi t^2 \left(\frac{H - 4t}{2} + \frac{4t}{3\pi} \right)^2$$

$$I_{cy} = \frac{(254mm - 4(8,86mm))(134,3mm)^3}{12} + \frac{(8,86mm)(152mm - 4(8,86mm))^3}{6} + \frac{(9\pi^2 - 64)(8,86mm)^4}{36\pi} + \pi t^2 \left(\frac{254mm - 4(8,86mm)}{2} + \frac{4(8,86mm)}{3\pi} \right)^2$$

$$I_{cx} = 4,74 \times 10^7 mm^4$$

Limitaciones de las secciones II.3 y I2. 2a

(1) Resistencia del hormigón:

$$21MPa \leq f^c \leq 70MPa$$

$$f^c = 35MPa \text{ o.k.}$$

(2) Límite elástico mínimo especificado para el acero estructural: $F_y \leq 517MPa$.

$$F_y = 345MPa \text{ o.k.}$$

$$F_y = 345MPa \text{ o.k.}$$

(3) Área de la sección transversal de la

sección de acero: Como $A_s \geq 0,01A_g$

$$6.710mm^2 \geq (0,01)(38.452mm^2)$$

$$6.710mm^2 \geq 384,52mm^2 \text{ o.k}$$

No hay requisitos mínimos de refuerzo longitudinal en la norma, dentro de los materiales compuestos rellenos. por lo tanto, el área de barras de refuerzo, A_{sr} , para este ejemplo es cero.

Clasificar sección para pandeo local.

Para determinar la resistencia de la sección compuesta sujeta a compresión axial, la

barra es primero clasificados como compactos, no compactos o esbeltos de acuerdo con la Tabla II. 1a.

$$\lambda p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda p = 2,26 \sqrt{\frac{200.000MPa}{345MPa}}$$

$$\lambda p = 54,4$$

$$\lambda_{controla} = \max \left\{ \begin{array}{l} h/t = 25,7 \\ b/t = 14,2 \end{array} \right\}$$

$$\lambda_{controla} = 25,7$$

$$\lambda_{controla}$$

$\leq \lambda p$; por lo tanto, la sección es compacta.

Resistencia a la compresión disponible.

La resistencia a la compresión axial nominal para secciones compactas sin tener en cuenta los efectos de la longitud, Pno, determinado a partir de la Sección I2.2b como:

$$P_{no} = P_p \quad Ec. I2 - 9a$$

$$P_{no} = A_s F_y + C_2 f_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad Ec. I2 - 9b$$

donde

C2 = 0,85 para secciones rectangulares.

$$P_{no}$$

$$= (345MPa)(6.710mm^2)$$

$$+ 0,85(35MPa)(31.735mm^2 + 0mm^2)$$

$$P_{no} = 3,259 \times 10^6 N = 3.259 kN$$

Debido a que la longitud sin abrazadera es la misma tanto en la dirección x-x como en la y-y, la columna se doblará alrededor de la y más débil (el eje que tiene el menor momento de inercia). Por lo tanto, Icy e Isy se utilizarán para calcular los efectos de longitud en de acuerdo con las Secciones I2.2b y I2.1b como sigue:

$$C_3 = 0,45 + 3 \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 0,9 \quad Ec I2 - 13$$

$$C_3 = 0,45 + 3 \left(\frac{6.710mm^2 + 0mm^2}{38.452mm^2} \right) \leq 0,9$$

$$C_3 = 0,973 > 0,9$$

$$E_c = w_c^{1,5} \sqrt{f_c}$$

$$E_c = 20.340MPa.$$

$$EI_{eff} = E_s I_{sy} + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_{cy} \quad Ec I2 - 12$$

$$EI_{eff}$$

$$= (200.000MPa)(26 \times 10^6 mm^4)$$

$$+ 0,9(20.340MPa)(4,74 \times 10^8 mm^4)$$

$$EI_{eff} = 6,068 \times 10^{12} Nmm^2 = 6.068 kNm^2$$

$$P_e = \pi^2 (EI_{eff}) / (Lc)^2$$

donde Lc = KL y K = 1.0 para una barra con terminación de pasador.

$$P_e = \pi^2 (6.068 kNm^2) / (1,0(4,3m))^2$$

$$P_e = 3.239 kN$$

$$\frac{P_{no}}{P_e} = \frac{3.259 kN}{3.239 kN}$$

$$\frac{P_{no}}{P_e} = 1,01 < 2,25$$

Por lo tanto, utilice la ecuación I2-2.

$$P_n = P_{no} \left(0,658 \frac{P_{no}}{P_e} \right) \quad Ec I2 - 2$$

$$P_n = (3.259 kN)(0,658^{1,01})$$

$$P_n = 2.144,4 kN$$

Compruebe la idoneidad de la columna de material compuesto para la resistencia a la compresión axial requerida:

LRFD	ASD
$\phi_t = 0,90$	$\Omega_t = 2$
$\phi_t P_n = 0,9(2.144,4 kN)$	$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{2.144,4 kN}{2}$
$\phi_t P_n = 1.608,3 kN > 768,8 kN \text{ o.k}$	$\frac{P_n}{\Omega_t} = 1.072,2 kN > 516 kN \text{ o.k}$

Los valores coinciden con los tabulados en la Tabla IV-1B.

Resistencia a la compresión disponible de la sección de acero desnudo.

Debido a las diferencias en la resistencia y los factores de seguridad entre las disposiciones de las columnas compuestas y no compuestas, es necesario calcular la resistencia a la compresión disponible más baja para una columna compuesta que la que se calcularía para una columna compuesta, correspondiente a la sección de acero desnudo. Sin embargo, de acuerdo con la Sección I2.2b, la información disponible la resistencia a la compresión no deberá ser inferior a la calculada para el elemento de acero desnudo de conformidad con el capítulo E.

De la Tabla 4-3 del Manual AISC, para un HSS10x6x3/8", $KLy = 4,3\text{mm}$.

LRFD	ASD
$\phi_t P_n = 1.472,4\text{kN} > 1.636,9\text{kN}$	$\frac{P_n}{\Omega_t} = 978,62\text{kN} > 1.089,8\text{kN}$

Por lo tanto, la resistencia a la compresión de la sección compuesta controla y es adecuada para la resistencia a la compresión axial requerida, ya que previamente demostrado.

CAPÍTULO J: DISEÑO DE CONEXIONES.

EJEMPLO J.1 CONEXIÓN CRÍTICA DESLIZANTE CON AGUJEROS DE RANURA CORTA.

Consulte la Figura 9 y seleccione la cantidad de pernos necesarios para

soportar las cargas que se muestran cuando las placas de conexión tienen ranuras cortas transversales a la carga y no se proporcionan rellenos. Seleccione la cantidad de tornillos requerido sólo para resistencia al deslizamiento.

Las conexiones de deslizamiento crítico deben diseñarse para evitar el deslizamiento y para los estados límite de las conexiones de tipo rodamiento.

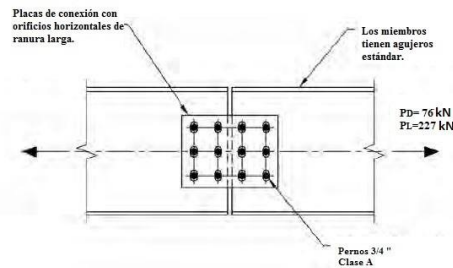


Figura 9: Geometría y carga para el ejemplo J.4A.

Solución:

La fuerza requerida es:

LRFD	ASD
$P_u = 1.2 D + 1.6 L$	$P_a = D + L$
$P_u = 1.2 (76 \text{ kN}) + 1.6 (227 \text{ kN})$	$P_a = 76 \text{ kN} + 227 \text{ kN}$
$P_u = 454,4 \text{ kN}$	$P_a = 303 \text{ kN}$

De la sección J3.8 (a), la resistencia al deslizamiento disponible para el estado límite de deslizamiento para el tamaño estándar y los agujeros de ranura corta perpendiculares a la dirección de la carga se determinan de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \Phi &= 1,00 \\ \Omega &= 1,50 \\ \mu &= 0,30 \text{ para superficie de clase A} \\ D_u &= 1,13 \\ h_f &= 1,0, \text{ no se suministra ningún relleno} \\ T_b &= 12,7 \text{ Ton, de la Tabla J3.1, Grupo A} \\ n_s &= 2, \text{ número de planos de deslizamiento.} \end{aligned}$$

$$R_n = \mu D_u h_f T_b n_s \quad \text{Ec. J3 - 4}$$

$$R_n = 0,30(1,13)(1,0)(12,7\text{Ton})(2) \left(\frac{9,8\text{kN}}{1\text{Ton}} \right)$$

$$R_n = 84,4 \text{ kN/Pernos}$$

La resistencia al deslizamiento disponible es:

LRFD	ASD
$\phi = 1,0$	$\Omega = 1,5$
$\phi R_n = 1,0(84,4\text{kN/Pernos})$	$R_n = 84,4 \text{ kN/Pernos}$
$\phi R_n = 84,4 \text{ kN/Pernos}$	$\frac{R_n}{\Omega} = 1,5$
	$\frac{P_n}{\Omega t} = 56,3\text{kN/Pernos}$

Número requerido de pernos.

LRFD	ASD
$n_b = \frac{P_u}{\phi R_n}$	$n_b = \frac{P_a}{R_n / \Omega}$
$n_b = \frac{454,4\text{kN}}{84,4 \text{ kN/Pernos}}$	$n_b = \frac{303\text{kN}}{56,3\text{kN/Pernos}}$
$n_b = 5,38 \text{ Pernos}$	$n_b = 5,38 \text{ Pernos}$
Use 6 Pernos.	Use 6 Pernos.

CAPÍTULO K: REQUISITOS ADICIONALES PARA HSS Y SECCIÓN DE CAJA CONEXIONES.

EJEMPLO K.6 CONEXIÓN DE UNA SOLA PLACA A UNA COLUMNA RECTANGULAR HSS.

Use la Tabla 10-10a del Manual de AISC para verificar el diseño de una conexión de placa única para un haz ASTM A992 W18x35" enmarcando en una columna ASTM A500 Grado C HSS6x6x3/8" o HSS152x152x9,5mm, como se muestra en la Figura 10. Use electrodos de soldadura de 480MPa.

El material de la placa es ASTM A36. Utilice las siguientes cargas verticales de cizallamiento:

$$PD = 29\text{kN}$$

$$PL = 87\text{kN}$$

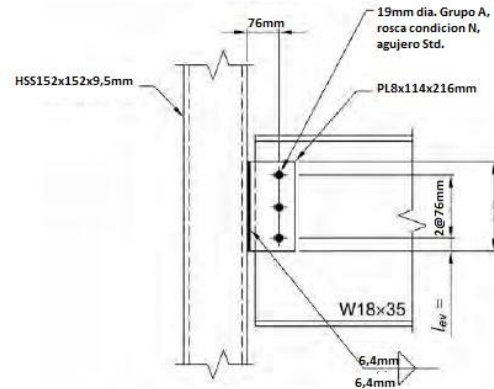


Figura 10: Geometría de la conexión para el ejemplo K.6.

Solución:

Las propiedades de los materiales son las siguientes:

Viga

ASTM A992

$F_y = 345\text{MPa}$

$F_u = 448\text{MPa}$

Columna

ASTM A500 Grado C

$F_y = 345\text{MPa}$

$F_u = 427\text{MPa}$

Placa

ASTM A36

$F_y = 248\text{MPa}$

$F_u = 400\text{MPa}$

Las propiedades geométricas son las siguientes:

W18x35

$d = 450\text{mm}$

$tw = 7,62\text{mm}$

$T = 392\text{mm}$.

HSS6x6x3/8 o HSS152x152x9,5mm

$B = H = 152\text{mm}$.

$t = 8,86\text{mm}$.

$b/t = 14,2$

De ASCE/SEI 7, Capítulo 2, la fuerza requerida es:

LRFD	ASD
$R_u = 1,2(29kN) + 1,6(87kN)$	$R_a = (29kN) + (87kN)$
$R_u = 174kN$	$R_a = 116kN$

Conexión de una sola placa.

Como se discutió en el Manual de AISC, Parte 10, se puede usar una conexión de una sola placa siempre y cuando la pared de HSS no esté clasificado como un elemento delgado.

$$\frac{b}{t} \leq 1,40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$14,2 \leq 1,40 \sqrt{\frac{200.000MPa}{345MPa}}$$

$$14,2 < 33,7$$

Por lo tanto, la pared HSS no es delgada.

La resistencia disponible de la cara del HSS para el estado límite de la cizalla de puncionamiento se determina a partir de AISC Manual Parte 10 como

Pruebe con tres filas de pernos y una placa de espesor c-in. con soldaduras en ángulo de 8mm. De la Tabla 10-9 del Manual de AISC, ya sea la placa o el alma de la viga debe satisfacer:

$$t \leq \frac{d}{2} + 2mm$$

$$8mm \leq \frac{19mm}{2} + 2mm$$

$$8mm < 11,5mm \quad o.k$$

Obtenga la resistencia de conexión de una sola placa disponible en la Tabla 10-10a del Manual AISC:

LRFD	ASD
$\phi = 0,75$	$\Omega = 0,75$
$R_u e \leq \frac{\phi F_u t_p^2}{5}$	$R_u e \leq \frac{F_u t_p^2}{5\Omega}$
$(174kN)(76mm)$	$(116kN)(76mm)$
$\leq \frac{0,75(427MPa)(8,86mm)(216mm)^2}{5}$	$\leq \frac{0,75(427MPa)(8,86mm)(216mm)^2}{5}$
$132.000kNmm \leq 2,65 \times 10^7 Nmm$	$8.820kNmm \leq 1,77 \times 10^7 Nmm$
$13,2kNm \leq 26,5kNm \quad o.k$	$8,82kNm < 17,7kNm \quad o.k$

Pruebe con tres filas de pernos y una placa de espesor c-in. con soldaduras en ángulo de 8mm. De la Tabla 10-9 del Manual de AISC, ya sea la placa o el alma de la viga debe satisfacer:

$$t \leq \frac{d}{2} + 2mm$$

$$8mm \leq \frac{19mm}{2} + 2mm$$

$$8mm < 11,5mm \quad o.k$$

Obtenga la resistencia de conexión de una sola placa disponible en la Tabla 10-10a del Manual AISC.

LRFD	ASD
$\phi R_n = 197kN > 174kN$	$R_n/\Omega = 131kN > 116kN$

Use un PL8mm x. 114mm x 216mm.

Ruptura por cizallamiento HSS en soldaduras.

El espesor mínimo de pared HSS requerido para igualar la resistencia a la ruptura por cizallamiento de la pared HSS con la de la soldadura es:

$$t_{min} = \frac{340D}{F_u}$$

$$t_{min} = \frac{340(8mm)}{427MPa}$$

$$t_{min} = 6,37mm < t = 8,86mm$$

Resistencia de la viga disponible.

La resistencia disponible del alma de la viga es el menor de los estados límite de ruptura del bloque, cizallamiento, ruptura,

y la suma de las resistencias efectivas de los elementos de fijación individuales. La viga no está copiada, por lo que la única solución aplicables es la resistencia efectiva de cada uno de los elementos de fijación. La fuerza efectiva de un cierre individual es el menor que la resistencia al corte del sujetador, la resistencia del rodamiento en el orificio del perno y la resistencia al desgarro en el orificio del perno.

Para el estado límite de resistencia al corte del sujetador, con $A_b = 285,2\text{mm}^2$ de la Tabla 7-1 del Manual de AISC para un perno 19mm.

$$r_n = F_{nv}A_b \quad \text{Ec.J3 - 1}$$

$$r_n = 372\text{MPa}(285,2\text{mm}^2)$$

$$r_n = 106.000\text{N} = 106\text{kN}$$

Donde F_{nv} es la resistencia nominal al cizallamiento de un perno del Grupo A en una conexión de tipo cojinete cuando las roscas no son excluido del plano de corte como se encuentra en la Tabla J3.2.

Supongamos que la deformación en el orificio del perno en la carga de servicio es una consideración de diseño.

Para el estado límite del rodamiento:

$$r_n = 2,4 d_t F_u \quad \text{Ec.J3 - 6a}$$

$$r_n = 2,4(19\text{mm})(7,62\text{mm})(448\text{MPa})$$

$$r_n = 156.000\text{N} / \text{Perno}$$

$$= 156\text{kN} / \text{Perno}$$

Para el estado límite de arranque:

$$r_n = 1,2 l_c t F_u \quad \text{Ec.J3 - 6a}$$

$$r_n = 1,2(76\text{mm} - 20,6\text{mm})(7,6\text{mm})(448\text{MPa})$$

$$r_n = 2,27 \times 10^6 \text{N} / \text{Perno} = 2.270\text{kN} / \text{Perno}$$

Donde l_c es la distancia clara, en la dirección de la fuerza, entre los bordes de los orificios de los pernos.

La resistencia al corte del sujetador es el estado límite que rige para todos los pernos en el alma de la viga. La resistencia al cizallamiento de los tornillos es uno de los factores siguientes de los estados límite incluidos en las resistencias disponibles indicadas en la tabla 10-10a y utilizadas en los cálculos anteriores. Por lo tanto, la resistencia efectiva de los sujetadores es adecuada.

CONCLUSIONES.

Se logró elaborar un resumen de cada capítulo de la norma NCh427/1, donde se explica el funcionamiento de esta.

Se logró elaborar ejemplos de diseño de elementos en acero según NCh427/, los cuales se encuentran comprendido entre los capítulos D a I.

Se logró elaborar ejemplos de diseño de conexiones en acero según NCh427/1, los cuales se encuentran comprendido entre los capítulos J y K. Es importante destacar que los ejemplos son bibliográficos que tienen como objetivos orientar a futuros estudiantes el funcionamiento de la norma.

BIBLIOGRAFIA.

- ACI 318 (2014), *Building Code Requirements for Structural Concrete*, ACI 318-14; and *Commentary*, ACI 318R-14, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- AISC (2016a), *Specification for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 360-16, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

- ASCE (2014), *Design Loads on Structures During Construction*, ASCE/SEI 37-14, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- NCh427/1 (2016), *Construcción - Estructuras de acero - Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios*, Santiago, Chile.