

Reglamento CIRSOC 301
Ministerio de Planificación Federal,
Inversión Pública y Servicios
Secretaría de Obras Públicas de la Nación

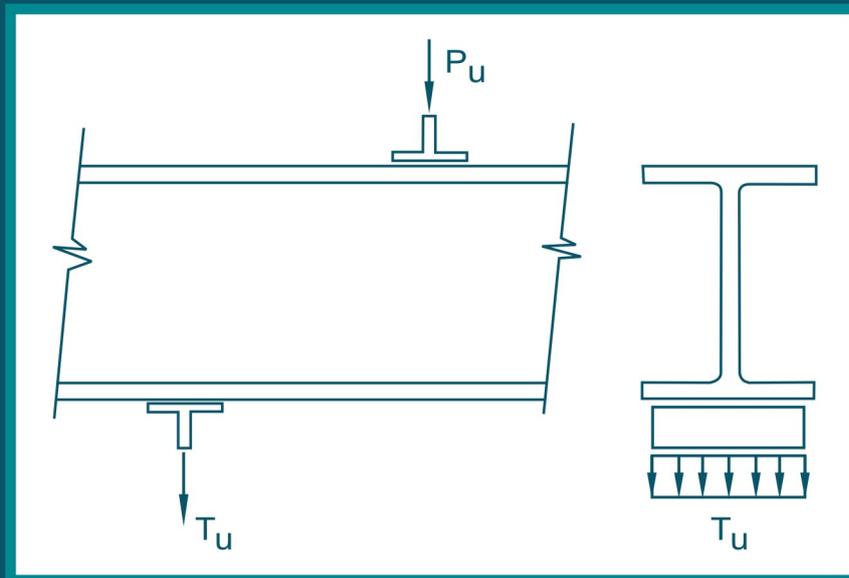
INTI

Instituto Nacional de
Tecnología Industrial



CIRSOC

Centro de Investigación de los
Reglamentos Nacionales de
Seguridad para las Obras Civiles



***EJEMPLOS DE APLICACIÓN DEL
REGLAMENTO ARGENTINO DE
ESTRUCTURAS DE
ACERO
PARA EDIFICIOS
PARTE I***

Julio 2005

**EJEMPLOS DE
APLICACIÓN DEL
REGLAMENTO ARGENTINO
DE ESTRUCTURAS
DE ACERO
PARA EDIFICIOS**

PARTE I

Autor: Ing. Gabriel R. Troglia

*Colaboradores: Inga. María Gabriela Culasso
Ing. Gerardo Hillman
Ing. Daniel Troglia*

EDICIÓN JULIO 2005



**Av. Cabildo 65 Subsuelo – Ala Savio
(C1426AAA) Buenos Aires – República Argentina
TELEFAX. (54 11) 4779-5271 / 4779-5273**

**E-mail: cirsoc@inti.gov.ar
cirsoc@ffmm.gov.ar**

INTERNET: www.inti.gov.ar/cirsoc

Primer Director Técnico († 1980): **Ing. Luis María Machado**

Directora Técnica: **Inga. Marta S. Parmigiani**

Coordinadora Área Acciones: **Inga. Alicia M. Aragno**

Área Estructuras de Hormigón: **Ing. Daniel A. Ortega**

Área Administración, Finanzas y Promoción: **Lic. Mónica B. Krotz**

Área Venta de Publicaciones: **Sr. Néstor D. Corti**

© 2005

**Editado por INTI
INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL
Av. Leandro N. Alem 1067 – 7° piso - Buenos Aires. Tel. 4515-5000/5001**

Queda hecho el depósito que fija la ley 11.723. Todos los derechos, reservados. Prohibida la reproducción parcial o total sin autorización escrita del editor. Impreso en la Argentina.

Printed in Argentina.

ORGANISMOS PROMOTORES

Secretaría de Obras Públicas de la Nación
Subsecretaría de Vivienda de la Nación
Instituto Nacional de Tecnología Industrial
Instituto Nacional de Prevención Sísmica
Ministerio de Hacienda, Finanzas y Obras Públicas de la Provincia del Neuquén
Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires
Dirección Nacional de Vialidad
Vialidad de la Provincia de Buenos Aires
Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas
Cámara Argentina de la Construcción
Consejo Profesional de Ingeniería Civil
Cámara Industrial de Cerámica Roja
Asociación de Fabricantes de Cemento Pórtland
Instituto Argentino de Normalización
Techint
Acindar
Consejo Vial Federal

MIEMBROS ADHERENTES

Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón
Asociación Argentina de Hormigón Estructural
Asociación Argentina de Hormigón Elaborado
Asociación Argentina del Bloque de Hormigón
Asociación de Ingenieros Estructurales
Centro Argentino de Ingenieros
Instituto Argentino de Siderurgia
Telefónica de Argentina
Transportadora Gas del Sur
Quasdam Ingeniería
Sociedad Central de Arquitectos
Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica
Colegio de Ingenieros de la Provincia de Buenos Aires
Cámara Argentina del Aluminio y Metales Afines
Cámara Argentina de Empresas de Fundaciones de Ingeniería Civil

Reconocimiento Especial

*El INTI-CIRSOC agradece muy especialmente a las Autoridades del American Institute of Steel Construction (AISC) por habernos permitido adoptar como base para el desarrollo de este Reglamento, la especificación “**Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings**” 1999.*

COMISION PERMANENTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO DE INTI-CIRSOC

Coordinador

Ing. Gabriel R. Troglia UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA, DEPARTAMENTO ESTRUCTURAS, FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS FISICAS Y NATURALES
DEPARTAMENTO DE TECNOLOGÍA, FACULTAD DE ARQUITECTURA URBANISMO Y DISEÑO

Integrantes:

Ing. Francisco Pedrazzi INSTITUTO ARGENTINO DE SIDERURGIA

Ing. Horacio Rezk UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES, FACULTAD DE INGENIERÍA

Ing. Arnaldo Mallamaci UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN JUAN, FACULTAD DE INGENIERIA

Ing. Alejandro Sesin TECHINT S.A.

Ing. Gustavo Darin UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES, FACULTAD DE INGENIERÍA - U.T.N. FACULTAD REGIONAL BS. AS. - ASOCIACIÓN DE INGENIEROS ESTRUCTURALES

Ing. Juan C. Reimundin UNIVERSIDAD NACIONAL DE TUCUMÁN, FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS Y TECNOLOGIA

Inga. Nora Moncada UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO, FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERIA Y AGRIM., PROFESORA TITULAR CONSTRUCCIONES METÁLICAS II

Ing. Juan Carlos Piter UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL, FACULTAD REGIONAL CONCEPCIÓN DEL URUGUAY

Ing. Hector Auad UNIVERSIDAD NACIONAL DE TUCUMÁN, FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS Y TECNOLOGÍA

Ing. Alejandro Giuliano INPRES - INSTITUTO NACIONAL DE PREVENCIÓN SÍSMICA

COMISION PERMANENTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO DE INTI-CIRSOC

(continuación)

Ing. Fructuoso Berganza	CÁMARA DE FABRICANTES DE CAÑOS Y TUBOS DE ACERO
Ing. Adrián Puente Vergara Ing. Osvaldo R. Arario Ing. Faustino Amelong	ACINDAR S. A.
Ing. Daniel García Gei	UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL, FACULTAD REGIONAL MENDOZA
Ing. Pablo Alra	TENARIS-SIDERCA
Ing. Raul Cardoso	MARBY S.A.
Ing. Pablo Ruival	M. ROYO S.A.
Ing. Heriberto Martin	TUBOS ARGENTINOS S.A.
Ing. Oliva Hernández	IRAM
Ing. Oscar Troviano	MINISTERIO DE HACIENDA, FINANZAS Y OBRAS PÚBLICAS DE LA PROVINCIA DEL NEUQUEN, SUBSECRETARÍA DE OBRAS Y SERVICIOS PÚBLICOS
Ing. Enrique Trivelli	TUBHIER S.A.
Ing. Francisco Crisafulli	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO, FACULTAD DE INGENIERIA
Ing. José M Vidmar	INVITADO ESPECIAL
Ing. Antonio Coloccini	INVITADO ESPECIAL
Ing. Bruno Coloccini	INVITADO ESPECIAL
Ing. Eduardo Asta	INVITADO ESPECIAL

PROLOGO

El Comité Ejecutivo del CIRSOC ha decidido que cada nuevo proyecto que se presente a discusión pública, vaya acompañado en lo posible de ejemplos de aplicación, con el fin de facilitar la comprensión y utilización de las especificaciones contenidas en ellos por parte de los estudiantes y de los profesionales que se acercan al tema por primera vez.

En la Parte I se han elegido elementos estructurales simples y de uso habitual en las estructuras metálicas de nuestro medio, presentándose algunos casos desarrollados como elementos aislados y otros formando parte de estructuras sencillas.

En el desarrollo de los ejemplos el lector encontrará indicada la sección del capítulo y del apéndice del proyecto de Reglamento que se aplica en cada caso.

En la Parte II se presenta el análisis y dimensionamiento de una nave con entrepiso. Se incluyen tablas para facilitar el procedimiento manual y diagramas de flujo. Las tablas han sido confeccionadas para una gama de tensiones de fluencia que corresponden a los aceros de uso habitual según las normas IRAM-IAS vigentes.

Las fórmulas y ecuaciones se identifican con la misma designación, entre paréntesis, que en el proyecto de Reglamento. Las ecuaciones que son propias de los Ejemplos se presentan con la siguiente designación: N° de ejemplo - N° de ecuación.

Solicitamos a los lectores que nos hagan llegar sus observaciones, comentarios y sugerencias.

UNIDADES

Se utilizan las unidades del Reglamento. Es de hacer notar que en el Reglamento existen numerosas expresiones dimensionales por lo que para su aplicación deben ser **estrictamente respetadas las unidades indicadas** en el mismo.

dimensiones lineales	: cm.
áreas	: cm ²
módulo plástico, módulo resistente	: cm ³
momento de inercia, módulo de torsión	: cm ⁴
módulo de alabeo	: cm ⁶
tensiones	: MPa
fuerzas, esfuerzos de corte	: kN
momentos flexores	: kN.m

Para facilitar el uso de las unidades del Reglamento se indican las equivalencias aproximadas con las unidades de tensiones, fuerzas y momentos flexores tradicionales en nuestro medio.

1 MPa	≈ 10 Kg/cm ²
1 kN	≈ 100 Kg ≈ 0,1 Tn
1 kN.m	≈ 0,1 Tn.m

SIMBOLOGIA y GLOSARIO

La simbología y los términos empleados responden respectivamente a la Simbología y al Glosario del Reglamento CIRSOC 301-EL.

RECOMENDACION

Se sugiere la lectura exhaustiva de los Comentarios al Reglamento CIRSOC 301-EL para una mejor comprensión de las especificaciones del Reglamento y su aplicación.

Asimismo para la mejor comprensión de la Parte II se sugiere la lectura y consulta de la Parte I.

OBSERVACION

En los Ejemplos **Nº 9**, **Nº10**, **Nº13**, **Nº18** y **Nº 19** en los que interviene la acción de viento **W**, se ha tomado **1,3** como factor de carga de **W**. Este factor deberá ser tomado igual a **1,5** cuando las acciones nominales de viento resulten de la aplicación del Reglamento CIRSOC 102 de noviembre de 2001, actualmente en discusión pública.

INDICE

EJEMPLO N°1	1
Barra sometida a tracción. Unión abulonada a chapa de nudo. Aplicación Capítulos B, D y J.	
EJEMPLO N°2	5
Barra sometida a tracción. Unión soldada a chapa de nudo. Aplicación Capítulos B, D y J.	
EJEMPLO N°3	9
Unión soldada sometida a corte y torsión. Aplicación Capítulo J.	
EJEMPLO N°4	11
Barra sometida a tracción con empalme. Unión abulonada con unión tipo deslizamiento crítico. Aplicación Capítulos B, D y J.	
EJEMPLO N°5	17
Empalme de viga laminada sujeto a flexión y corte. Unión abulonada con unión tipo aplastamiento. Aplicación Capítulos A, B, D, F, J y H.	
EJEMPLO N°6	25
Viga laminada flexada con platabanda de refuerzo soldada. Aplicación Capítulos B, F y J.	
EJEMPLO N°7	31
Unión soldada sometida a corte y flexión. Aplicación Capítulos C y J.	
EJEMPLO N°8	33
Unión abulonada sometida a corte y flexión. Aplicación Capítulos C y J.	
EJEMPLO N°9	37
Cálculo de solicitaciones requeridas en columnas de pórtico no arriostrado (de nudos desplazables). Cálculo de los factores de longitud efectiva k de columnas de pórtico no arriostrado (de nudos desplazables). Aplicación Capítulos A, C y Comentarios Capítulo C.	
EJEMPLO N°10	47
Columna sometida a compresión centrada. Aplicación Capítulos B, E y Apéndice B.	

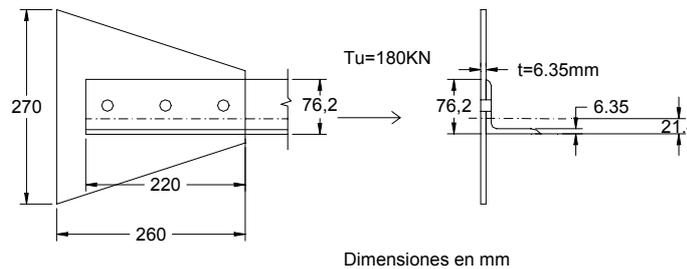
EJEMPLO N°11	53
Columna armada del Grupo IV (con celosías) sometida a: A) compresión axil, B) flexo-compresión. Aplicación Capítulos B, E y Apéndice E.	
EJEMPLO N°12	63
Columna armada del Grupo V (con presillas) sometida a compresión axil. Aplicación Capítulos E, F, H y Apéndice E.	
EJEMPLO N°13	73
Columna armada del Grupo II (con forros intermedios) sometida a compresión axil, y a compresión y tracción axil. Aplicación Capítulos A, B, C, D y E.	
EJEMPLO N°14	79
Dimensionamiento a flexión y corte de vigas con secciones compactas, no compactas y esbeltas. Aplicación Capítulos A, B, F, K y Apéndices F y G.	
EJEMPLO N°15	97
Viga sometida a flexión y corte utilizando rigidizadores con acción del campo a tracción. Aplicación Capítulos A, B, F, K y J, y Apéndice G.	
EJEMPLO N°16	109
Viga columna sometida a flexión disimétrica y axil. Aplicación Capítulos B, C, E, F y H, y Apéndices B y F.	
EJEMPLO N°17	119
Viga carril de puente grúa. Sección Doble Te de simple simetría. Aplicación Capítulos A, F, K y Apéndices B, F y K.	
EJEMPLO N°18	133
Viga columna de sección Doble Te de doble simetría sometida a carga axil y momento flexor en una dirección. Aplicación Capítulos A, B, C, E, F y H, y Comentarios Capítulo C.	

EJEMPLO N°1

Barra sometida a tracción. Unión abulonada a chapa de nudo.
Aplicación Capítulos B, D y J.

Enunciado:

Dimensionar: un perfil de sección ángulo simple sometido a tracción, la chapa de nudo y la unión abulonada. La unión se plantea con una sola hilera de tres bulones. La longitud del tensor es de 4,00 m. La fuerza de tracción requerida es $T_u=180$ kN. El acero del perfil y la chapa de nudo tiene $F_y=235$ MPa. $F_u=370$ MPa. Los bulones son tipo ASTM A325.

**Figura Ej. 1-1****1) Dimensionamiento del perfil**

- Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (Sección D.1.(a)), la mínima área bruta A_g es la que satisface:

$$\text{Con } \begin{aligned} T_u &= \phi_t \cdot P_n \\ P_n &= F_y \cdot A_g \cdot (10^{-1}) \end{aligned} \quad (\text{D.1-1})$$

despejando A_g necesaria

$$A_g = \frac{T_u \cdot 10}{\phi_t \cdot F_y} \quad (\text{Ej.1-1})$$

$$A_g = \frac{180 \cdot 10}{0,9 \cdot 235} = 8,51 \text{ cm}^2$$

- Para el estado límite de rotura en la sección neta (Sección D.1.(b)), la mínima área neta efectiva A_e necesaria resulta con igual razonamiento anterior desde la Ec.(D.1-2)

$$A_e = \frac{T_u \cdot 10}{\phi_t \cdot F_u}$$

$$A_e = \frac{180 \cdot 10}{0,75 \cdot 370} = 6,49 \text{ cm}^2 \quad (\text{Ej.1-2})$$

Se adopta como criterio de proyecto (sección B.3)

$$U = 1 - \frac{X}{L} = 0,85$$

El área neta A_n mínima necesaria según Sección B.3 (2)(a) (la fuerza de tracción se transmite sólo por un ala del ángulo y sólo por bulones)

$$A_n = \frac{A_e}{U} \quad \text{de Ec. (B.3-1)}$$

de ecuación (Ej.1-2) y con el valor adoptado para U

$$A_n = \frac{6,49}{0,85} = 7,64 \text{ cm}^2 \quad (\text{Ej.1-3})$$

De acuerdo a Sección B.7, la esbeltez máxima de un elemento traccionado es 300. Luego el radio de giro mínimo del perfil será:

$$\frac{k \cdot L}{r_{\min}} = 300 \quad k=1 \quad L=400 \text{ cm}$$

$$r_{\min} = \frac{400}{300} = 1,34 \text{ cm}$$

Se adopta un perfil ángulo de 76.2x6.35 mm (3"x1/4") con

$A_g = 9,27 \text{ cm}^2$	Area del perfil → mayor $A_g = 8,51 \text{ cm}^2$ de (Ej.1-1) ==> (VERIFICA)
$r_{\min} = 1,50 \text{ cm}$	radio de giro mínimo > $r_{\min} = 1,34 \text{ cm}$ ==> (VERIFICA)
$t_f = 6,35 \text{ mm}$	espesor del ala del ángulo
$\bar{x} = 2,14 \text{ cm}$	distancia del centro de gravedad a la cara externa del ala

Se predimensiona la unión abulonada con una fila de 3 bulones A325 de diámetro 5/8" (15,87 mm).

Se adoptan agujeros normales. De tabla J.3-3 la dimensión nominal del agujero d_{nom} 11/16" (17,5 mm).

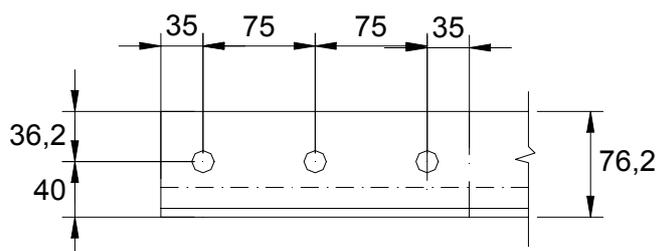


Figura Ej. 1-2

Según Sección B2, el diámetro de cálculo (d_{cal}) es 2mm más que el diámetro nominal (d_{nom}) del agujero, por lo tanto:

$$d_{\text{nom}} = 17,5 \text{ mm} \quad d_{\text{cal}} = 17,5 + 2 = 19,5 \text{ mm} \cong 20 \text{ mm} = 2 \text{ cm.}$$

El área neta del perfil $A_n = A_g - d_{\text{cal}} \cdot t_f = 9,27 - 2 \cdot 0,635 = 8 \text{ cm}^2 > (A_n = 7,64 \text{ cm}^2)$ de (Ej.1-3)
(VERIFICA) Rotura de sección neta.

A partir del valor de U adoptado se determina la distancia mínima entre centros de bulones extremos L.

$$U = 1 - \frac{2,14}{L} = 0,85$$

de donde

$$L_{\min} = \frac{2,14}{(1 - 0,85)} = 14,27 \text{ cm}$$

Se adopta $L = 150 \text{ mm}$, $d_b = 35 \text{ mm}$, $s = 75 \text{ mm}$

Se verifican separación y distancias mínimas y máximas (Secciones J.3.3., J.3.4 y J.3.5)

$$s_{\min} = 3 \cdot d = 3 \cdot 1,6 = 4,8 \text{ cm} < 7,5 \text{ cm} \quad \text{(VERIFICA)}$$

$$s_{\max} = 24 \cdot 0,635 = 15,24 \text{ cm } \text{ ó } 30 \text{ cm } > 7,5 \text{ cm} \quad \text{(VERIFICA)}$$

$$d_{\text{bmin}} = 1,75 \cdot d = 1,75 \cdot 1,6 = 2,8 \text{ cm } < 3,5 \text{ cm} \quad \text{(VERIFICA)}$$

$$d_{\text{bmax}} = 12 \cdot 0,635 = 7,62 \text{ cm } \text{ ó } 150 \text{ mm}; 7,62 \text{ cm } > 3,5 \text{ cm} \quad \text{(VERIFICA)}$$

- Se verifica el perfil dimensionado para el estado límite de rotura de bloque de corte (Sección J.4.3.)

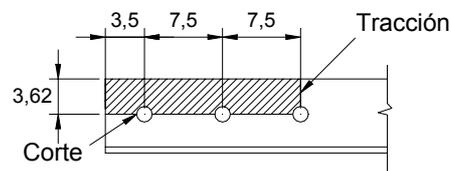
Las áreas netas y brutas de corte y tracción son (Figura Ej.1-3)

$$A_{\text{nv}} = (3,5+7,5+7,5-2 \cdot 2,5) \cdot 0,635 = 8,57 \text{ cm}^2 \quad \text{área neta de corte}$$

$$A_{\text{gv}} = (3,5+7,5+7,5) \cdot 0,635 = 11,75 \text{ cm}^2 \quad \text{área bruta de corte}$$

$$A_{\text{nt}} = (3,62 - 2 \cdot 0,5) \cdot 0,635 = 1,66 \text{ cm}^2 \quad \text{área neta a tracción}$$

$$A_{\text{gt}} = 3,62 \cdot 0,635 = 2,30 \text{ cm}^2 \quad \text{área bruta a tracción}$$



Dimensiones en cm

Figura Ej. 1-3

$$F_u \cdot A_{\text{nt}} \cdot (10^{-1}) = 370 \cdot 1,66 \cdot 0,1 = 61,42 \text{ kN}$$

$$0,6 \cdot F_u \cdot A_{\text{nv}} \cdot (10^{-1}) = 0,6 \cdot 370 \cdot 8,57 \cdot 0,1 = 190,25 \text{ kN} > 61,42 \text{ kN} \rightarrow \text{Corresponde caso b)}$$

Sección J.4.3.

La resistencia de diseño a la rotura de bloque de corte se determina de acuerdo a la siguiente ecuación

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot [0,6 \cdot F_u \cdot A_{\text{nv}} + F_y \cdot A_{\text{gt}}] \cdot (10^{-1}) \quad \text{(J.4-3b)}$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot [0,6 \cdot 370 \cdot 8,57 + 235 \cdot 2,3] \cdot 0,1 = 183,2 \text{ kN}$$

$$\phi R_n = 183,2 \text{ kN} > T_u = 180 \text{ kN} \implies \text{VERIFICA} \quad \text{Rotura de bloque de corte}$$

2) Verificación de los medios de unión

Se verificarán los bulones predimensionados como unión tipo APLASTAMIENTO. Se propuso 3 bulones de diámetro 5/8" (15,87 mm), tipo A325. Se determinará su largo de manera que la rosca quede excluida del plano de corte (ver Sección J.3.).

- La resistencia de diseño a corte es (Sección J.3.6.)

$$R_d = \phi \cdot F_n \cdot A_b \cdot 0,1$$

De tabla J.3.2: $\phi = 0,75$ y $F_n = F_v = 415 \text{ MPa}$
El área del bulón es $A_b = 1,98 \text{ cm}^2$

$$R_d = 0,75 \cdot 415 \cdot 1,98 \cdot 0,1 = 61,62 \text{ kN por bulón}$$

$$\text{La resistencia de diseño al corte total } R_d = 3 \cdot 61,62 = 184,88 \text{ kN} > T_u = 180 \text{ kN} \implies \text{VERIFICA}$$

- La resistencia de diseño al aplastamiento de los agujeros (ver Sección J.3.10.) es:

Por ser los agujeros normales y al considerar en el proyecto la deformación alrededor del agujero para cargas de servicio, se adopta la siguiente ecuación (Sección J.3.10(a))

$$R_n = 1,2 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u \cdot 0,1 \leq 2,4 \cdot d \cdot t \cdot F_u \cdot 0,1 \quad \text{por cada bulón} \quad (\text{J.3-2a})$$

Para la unión la resistencia al aplastamiento de la chapa es la suma de las resistencias al aplastamiento de la chapa en todos los agujeros de la unión. (Sección J.3.10).

$$R_{n1} = 1,2 \cdot (1 \cdot (3,5 - 1,8 \cdot 0,5) + 2 \cdot (7,5 - 1,8)) \cdot 0,1 \cdot 370 \cdot 0,635 = 394,7 \text{ kN}$$

$$R_d = \phi \cdot R_{n1} = 0,75 \cdot 394,7 = 296 \text{ kN} > T_u = 180 \text{ kN} \quad \text{=====} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

$$R_{n2} = 2,4 \cdot 1,587 \cdot 0,635 \cdot 370 \cdot 0,1 = 89,5 \text{ kN} \quad \text{para un bulón}$$

$$R_d = \phi \cdot R_{n2} \cdot n = 0,75 \cdot 89,5 \cdot 3 = 201,4 \text{ kN} > T_u = 180 \text{ kN} \quad \text{=====} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

3) Dimensionamiento de la chapa de nudo

Se propone para la chapa de nudo las dimensiones indicadas en la Figura Ej.1-1.

El ancho de cálculo b_c de la chapa en la sección crítica (fuerza de distribución a 30°) es

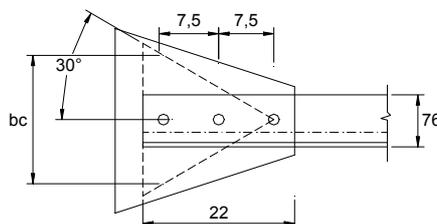


Figura Ej.1-4

$$b_c = 7,5 \cdot 2 \cdot \text{tg}.30^\circ \cdot 2 + 1,6 = 19 \text{ cm}$$

$$A_g = 19 \cdot 0,635 = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$A_n = (19 - 2) \cdot 0,635 = 10,80 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_n}{A_g} = \frac{10,8}{12,06} = 0,9 > 0,85$$

$$\text{se debe adoptar } A_n = 0,85 \cdot A_g = 0,85 \cdot 12,06 = 10,25 \text{ cm}^2$$

Sección J.5.2.(b)

Las resistencias de diseño son (ver Sección J.5.2)

a) Fluencia sección bruta

$$R_d = \phi \cdot R_n = \phi \cdot A_g \cdot F_y \cdot 0,1 \quad (\text{J.5.1})$$

$$R_d = \phi \cdot R_n = 0,9 \cdot 12,06 \cdot 235 \cdot 0,1 = 255,1 \text{ kN} > T_u = 180 \text{ kN} \quad \text{=====} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

b) Rotura en sección neta

$$\phi R_n = \phi \cdot A_n \cdot F_u \cdot 0,1 \quad (\text{J.5-2})$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 10,25 \cdot 370 \cdot 0,1 = 284,4 \text{ kN} > T_u = 180 \text{ kN} \quad \text{=====} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

EJEMPLO N°2

Barra sometida a tracción. Unión soldada a chapa de nudo.
Aplicación Capítulos B, D y J.

Enunciado:

Dimensionar: una barra formada por dos perfiles ángulos sometida a tracción, la chapa de nudo y la unión soldada.

La fuerza de tracción requerida es $T_u=220$ kN.

El acero del ángulo y de la chapa de nudo tiene $F_y=235$ MPa y $F_u=370$ MPa.

Electrodo con $F_{exx}=480$ MPa

La barra es una diagonal de una viga reticulada.

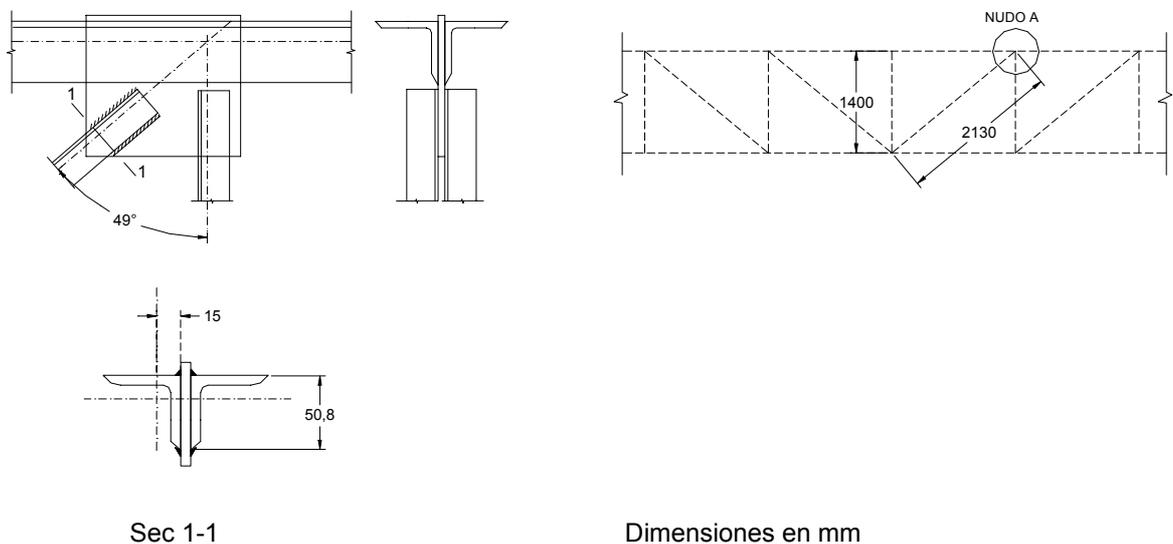


Figura Ej. 2-1

1) Dimensionamiento del perfil

- Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (Sección D.1.(a)), la mínima área bruta A_g es la que satisface

$$\begin{aligned} T_u &= \phi_t \cdot P_n \\ P_n &= F_y \cdot A_g \cdot (10^{-1}) \end{aligned} \quad (D.1-1)$$

con

despejando A_g necesaria

$$\begin{aligned} A_g &= \frac{T_u \cdot 10}{\phi_t \cdot F_y} \\ A_g &= \frac{220 \cdot 10}{0,9 \cdot 235} = 1040 \text{ cm}^2 \end{aligned} \quad (Ej. 2-1)$$

- Para el estado límite de rotura en la sección neta (Sección D.1(b)), la mínima área neta efectiva necesaria resulta con igual razonamiento anterior desde la Ec. (D.1-2)

$$A_e = \frac{T_u \cdot 10}{\phi_t \cdot F_u}$$

$$A_e = \frac{220 \cdot 10}{0,75 \cdot 370} = 7,93 \text{ cm}^2 \quad (\text{Ej. 2-2})$$

Se adopta como criterio de proyecto $U = 0,8$ (Sección B.3).
El área bruta A_g por B.3(2)(b) resulta de Ec. (B.3-2)

$$A_g = \frac{A_e}{U} = \frac{7,93}{0,8} = 9,91 \text{ cm}^2 \quad (\text{Ej.2-3})$$

De (Ej. 2-1) y (Ej. 2-3) resulta para los 2 perfiles ángulo: $A_g = 10,4 \text{ cm}^2$.

Para cada perfil, la sección bruta necesaria $A_{g1} = \frac{10,4}{2} = 5,2 \text{ cm}^2$.

Por lo tanto, se adoptan dos perfiles ángulo de 50.8x6.35 mm (2"x1/4") con

$A_{g1} = 6,05 \text{ cm}^2$	Área del perfil $> 5,2 \text{ cm}^2$ (VERIFICA)
$r_{\min} = 0,99 \text{ cm}$	radio de giro mínimo
$t_f = 0,635 \text{ cm}$	espesor del ala del ángulo
$\bar{x} = 1,50 \text{ cm}$	distancia del centro de gravedad a la cara externa del ala

Se verifica la esbeltez con el perfil adoptado (Sección B.7.)

$$\frac{k \cdot L}{r_{\min}} = \frac{1 \cdot 213}{0,99} = 215 < 300 \quad (\text{VERIFICA})$$

No es necesario colocar forros intermedios.

2) Dimensionamiento de la unión soldada

Longitud de filete necesaria:

a) Por área neta efectiva del cordón

Se adoptó $U=0,8$ con lo que el estado límite determinante es la fluencia en sección bruta.

Con los perfiles adoptados $A_g = 6,05 \cdot 2 = 12,10 \text{ cm}^2$.

Siendo de Ec.(Ej. 2-1) $A_{g\text{necesaria}} = 10,40 \text{ cm}^2$ y con $A_e = A_g \cdot U$ (Sec. B.3(2)(b))

$$\text{El } U_{\text{mínimo}} \text{ será } U = \frac{A_e}{A_g} = \frac{7,93}{12,10} = 0,66$$

La mínima longitud L del filete resulta de $U = 1 - \frac{\bar{x}}{L}$

$$L = \frac{\bar{x}}{1-U} = \frac{1,5}{1-0,66} = 4,5 \text{ cm} \quad (\text{Ej. 2-4})$$

b) Por resistencia de unión soldada

Se dimensiona la unión soldada. Se utiliza soldadura de filete (Sección J.2.2). La fuerza T_u produce corte en el área efectiva. El factor de resistencia y la resistencia nominal se obtienen de la tabla J.2-5:

$$\phi = 0,60 \text{ y } F_w = 0,60 \cdot F_{EXX}$$

Para $F_{EXX} = 480 \text{ MPa}$, $F_w = 0,60 \cdot 480 = 288 \text{ MPa}$

Lado del filete: (Sección J.2.2(b))

Lado mínimo

$$\left. \begin{array}{l} t_f = 0,635 \text{ cm} \\ t_{ch} = 0,635 \text{ cm} \end{array} \right| \text{De tabla J.2-4} \quad \left| \quad d_w = 5 \text{ mm} = 0,5 \text{ cm} \right.$$

lado máximo $d_w = 6,35 - 2 = 4,35 \text{ mm}$

Se adopta menor al lado máximo $d_w = 4 \text{ mm} = 0,4 \text{ cm}$

de Sección J.2.4, la resistencia de diseño para 1 cm de filete

$$R_d = \phi \cdot F_w \cdot A_w \cdot (10^{-1}) = \phi \cdot F_w \cdot e_g \cdot 1 \cdot (10^{-1}) \quad (\text{Ej. 2-5})$$

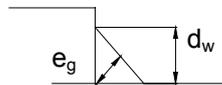


Figura Ej. 2-2

e_g (espesor efectivo de garganta) = $0,707 \cdot d_w$

$$\text{debe ser } R_d = \frac{T_u}{4} = \frac{220}{4} = 55 \text{ kN} \quad (\text{Ej. 2-6})$$

de (Ej. 2-5) y (Ej. 2-6) la longitud de cada filete es:

$$L = \frac{55 \text{ kN} \cdot 10}{0,60 \cdot 288 \cdot 0,707 \cdot 0,4} = 11,3 \text{ cm} \quad (\text{Ej. 2-7})$$

La longitud efectiva mínima $4 \cdot d_w = 4 \cdot 0,4 = 1,6 \text{ cm} < 11,3 \text{ cm}$ **(VERIFICA)**

La longitud efectiva máxima: $\frac{L}{d_w} = \frac{11,3}{0,4} = 29 < 100 \implies \beta = 1$; $L_e = L \implies$ toda la longitud es efectiva

De (Ej. 2-4) y (Ej. 2-7) se adopta **L=12 cm**

3) Verificación de la chapa de nudo

Se proponen las siguientes dimensiones para la chapa de nudo (ver figura): 200x250x6,35 mm

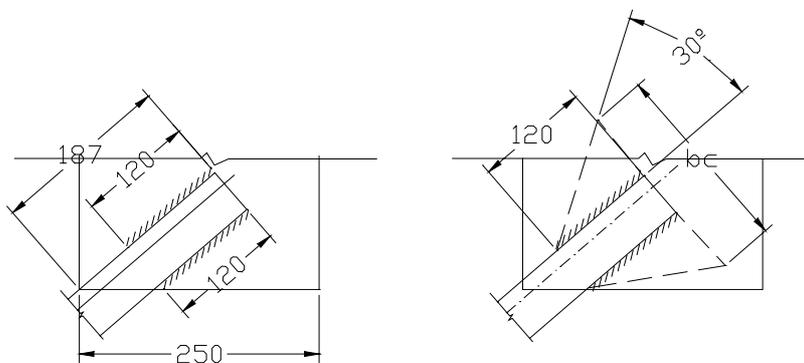


Figura Ej. 2-3

El ancho de cálculo de la chapa (distribución de la carga a 30°) es

$$b_c = 12 \cdot 2 \cdot \operatorname{tg} 30^\circ + 5,08 = 18,94 \text{ cm}$$

$$A_g = 18,94 \cdot 0,635 = 12,02 \text{ cm}^2$$

De Sección B.3.(2)(d) con $\frac{L}{W} = \frac{12}{5,08} = 2,36$ resulta $U=1,00$

$$A_n = 1,00 A_g$$

De (Sección J.5.2(b)) $A_n = 0,85 \cdot A_g = 0,85 \cdot 12,02 = 10,22 \text{ cm}^2$

Las resistencias de diseño son:

- Por fluencia en la Sección bruta

$$R_d = \phi \cdot A_g \cdot F_y \cdot (10^{-1}) \quad (J.5-1)$$

$$R_d = 0,9 \cdot 12,02 \cdot 235 \cdot 0,1 = 254,22 \text{ KN} > T_u = 220 \text{ KN} \quad \text{=====} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

- Por rotura en la Sección neta

$$\phi R_n = \phi \cdot A_n \cdot F_u \cdot (10^{-1}) \quad (J.5-2)$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 10,22 \cdot 370 \cdot 0,1 = 283,6 \text{ KN} > T_u = 220 \text{ KN} \quad \text{=====} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

- Por rotura de bloque de corte (Sección J.4.3.)

Por la distribución de la fuerza de tracción no es aplicable este estado límite.

EJEMPLO N°3

Unión soldada sometida a corte y torsión.
Aplicación Capítulo J

Enunciado:

Dimensionar la unión soldada de la ménsula de la figura siguiente sometida a corte y torsión. La fuerza requerida aplicada es $P_u=260$ kN para ambas ménsulas, a una distancia de 40 cm del borde de la columna de sección cajón. Electrodo con $F_{EXX} = 480$ MPa. Las dimensiones de la columna y ménsula son:

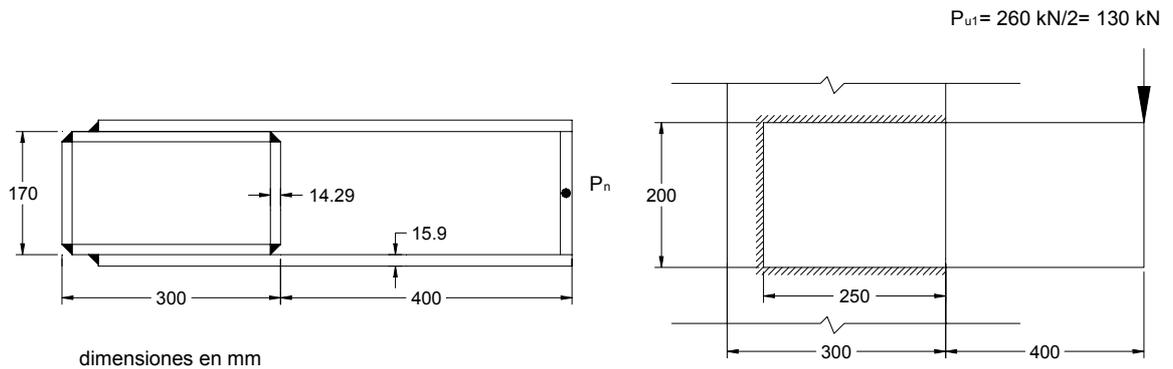


Figura Ej. 3-1

Se utilizará soldadura de filete (Sección J.2.2). El factor de resistencia y la resistencia nominal se obtienen de la tabla J.2-5:

$$\phi = 0,60 \text{ y } F_w = 0,60 \cdot F_{EXX}$$

Para $F_{EXX} = 480$ MPa , $F_w = 0,60 \cdot 480 = 288$ MPa

Para la determinación de esfuerzos y cálculo de la unión se utilizará el análisis elástico lineal (ver Sección J.1.1)

Se supone el lado de la soldadura unitario ($d_w=1$ cm)

Se predimensiona la soldadura en todo el perímetro.

$$A_w = d_w \cdot \Sigma L_i = 1 \cdot (25+20+25) = 70 \text{ cm}^2$$

El centro de gravedad (x_G) de la soldadura se obtiene por Varignon, y es igual a:

$$x_G = \frac{(25 \cdot 1 \cdot 2) \cdot 13,5 + 20 \cdot 1 \cdot 0,5}{70} = 9,78 \text{ cm}$$

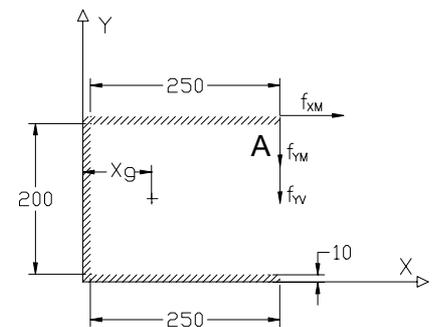


Figura Ej. 3-2

Se calcula el momento de inercia polar: $I_p = I_x + I_y$

$$I_x = \frac{20^3 \cdot 1}{12} + 25 \cdot 1 \cdot 10,5^2 \cdot 2 = 6179 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 20 \cdot 1 \cdot (9,78 - 0,5)^2 + (8,78^3 + 16,22^3) \cdot \frac{1}{3} \cdot 2 = 5018 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 6179 + 5018 = 11197 \text{ cm}^4$$

El momento y el corte requerido con respecto al centro de gravedad de la soldadura son

$$M_{UG} = 130 \cdot (40+25+1-9,78) = 7309 \text{ kN cm} = 73,09 \text{ kN.m}$$

$$V_{ug} = 130 \text{ kN}$$

Las tensiones en el punto más solicitado (A de la Fig. Ej. 3-2) son:

$$f_{XM} = \frac{M_{UG} y_A}{I_p} \cdot 10 = \frac{7309 \cdot 11}{11197} \cdot 10 = 71,8 \text{ MPa}$$

$$f_{YM} = \frac{M_{UG} x_A}{I_p} \cdot 10 = \frac{7309 \cdot 16,22}{11197} \cdot 10 = 105,88 \text{ MPa}$$

$$f_{YV} = \frac{P_u}{A_w} \cdot 10 = \frac{130}{70} \cdot 10 = 18,57 \text{ MPa}$$

La tensión combinada actuante en el punto más solicitado del cordón resulta:

$$f = \sqrt{(f_{YM} + f_{YV})^2 + (f_{XM})^2} = \sqrt{(105,88 + 18,57)^2 + 71,8^2} = 143,68 \text{ MPa} \quad (\text{Ej. 3-1})$$

La resistencia de diseño para un cordón de lado $d_w = 1 \text{ cm}$ y longitud L unitaria, será de acuerdo a la Sección J.2.4.

$R_d = \phi \cdot F_w \cdot A_w \cdot 0,1 = \phi \cdot F_w \cdot 1 \cdot e_g \cdot 0,1$, siendo e_g el espesor de garganta efectivo de la soldadura.

$$e_g = d_w \cdot 0,707 = 1 \cdot 0,707 = 0,707 \text{ cm}$$

Por lo tanto

$$R_d = \phi \cdot F_w \cdot A_w \cdot 0,1 = 0,60 \cdot 288 \cdot (0,707 \cdot 1) \cdot 0,1 = 12,22 \text{ kN para } d_w = 1 \text{ cm} \quad (\text{Ej. 3-2})$$

El lado (d_w) de la soldadura necesario se obtiene comparando (Ej.3-1) y (Ej. 3-2)

$$d_w = \frac{143,68}{12,22 \cdot 10} = 1,18 \text{ cm}$$

De acuerdo a los espesores de la chapa ($t=15,87 \text{ mm}$) y la columna ($t=14,29 \text{ mm}=9/16''$), el lado mínimo (d_w) es 6 mm (Tabla J.2-4) y el lado máximo es $15,87 - 2 = 13,87 \text{ mm} = 1,39 \text{ cm}$. (Sección J.2.2.(b))

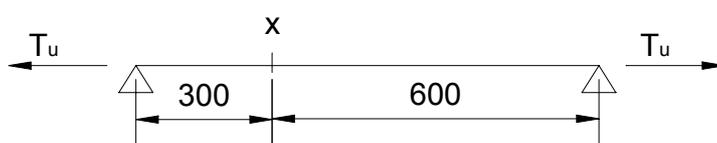
Se adopta $d_w = 1,2 \text{ cm}$

EJEMPLO N°4

Barra sometida a tracción con empalme. Unión abulonada con unión tipo deslizamiento crítico. Aplicación Capítulos B, D y J.

Enunciado:

Dimensionar un perfil doble te (IPB) sometido a tracción; ejecutar un empalme a 3 m del apoyo, dimensionando los cubrejuntas y la unión abulonada. La unión se plantea sólo con cubrejuntas de ala con dos hileras de bulones. La longitud del tensor es de 9.00 m. La fuerza de tracción requerida es $T_u=500$ kN, la fuerza de tracción en servicio $T=345$ kN. El acero del perfil y de la chapa del cubrejunta tiene $F_y=235$ MPa y $F_u=370$ MPa. Los bulones son de calidad ISO 8.8.



Dimensiones en cm

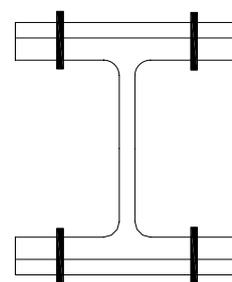


Figura Ej. 4-1

1) Dimensionamiento del perfil

Se supone que las uniones extremas no determinan las dimensiones del tensor.

- Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (Sección D.1.(a)), la mínima área bruta se obtiene de la Ecuación (D.1-1).

$$A_g = \frac{T_u \cdot 10}{\phi_t \cdot F_y}$$

$$A_g = \frac{500 \cdot 10}{0,9 \cdot 235} = 23,64 \text{ cm}^2 \quad (\text{Ej. 4-1})$$

- Por estado límite de rotura de la sección neta, la mínima área neta efectiva A_e necesaria se obtiene de la Ecuación (D. 1-2):

$$A_e = \frac{T_u \cdot 10}{\phi_t \cdot F_y}$$

$$A_e = \frac{500 \cdot 10}{0,75 \cdot 370} = 18,02 \text{ cm}^2 \quad (\text{Ej. 4-2})$$

Se adopta como criterio de proyecto (sección B.3)

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} = 0,85$$

El área neta A_n mínima necesaria según Sección B.3.(2)(a) (la fuerza de tracción se trasmite sólo por las alas y por bulones.)

$$A_n = \frac{A_e}{U} \quad \text{de Ec. (B.3-1)}$$

de (Ej. 4-2)

$$A_n = \frac{18,02}{0,85} = 21,20 \text{ cm}^2 \quad \text{(Ej.4-3)}$$

De acuerdo a Sección B.7, la esbeltez máxima de un elemento traccionado es 300. Luego el radio de giro mínimo del perfil será (con $k=1$ y $L=900\text{cm}$)

$$r_y = \frac{900}{300} = 3,0 \text{ cm}$$

Se adopta un perfil IPB 120 con

$A_g = 34 \text{ cm}^2$ Area del perfil $\rightarrow > A_g = 23,64$ de (Ej. 4-1) **VERIFICA** fluencia en sección bruta
 $r_{\min} = 3,06 \text{ cm}$ radio de giro mínimo del perfil
 $t_f = 11,0 \text{ mm}$ espesor del ala del perfil

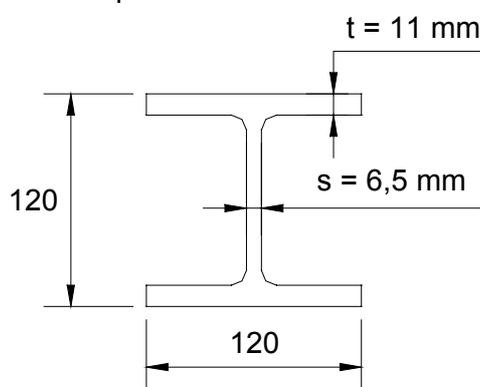


Fig. Ej. 4-2

Se predimensiona la unión abulonada con dos filas de 5 bulones de diámetro 14mm, calidad 8.8.

Se adoptan agujeros normales. De Tabla J.3.3 \rightarrow diámetro nominal = 16 mm.

Según Sección B.2, el diámetro de cálculo (d_{cal}) es 2mm mayor que diámetro nominal (d_{nom}) del agujero, por lo tanto:

$$d_{\text{nom}} = 16 \text{ mm} \quad d_{\text{cal}} = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

El área neta del perfil $A_n = A_g - d_{\text{cal}} \cdot t_f \cdot N^\circ = 34,0 - 1,8 \cdot 1,1 \cdot 4 = 26,08 \text{ cm}^2 \geq 21,20 \text{ cm}^2$ de (Ej. 4-3) **VERIFICA** rotura en sección neta.

A partir del valor de U adoptado se determina la distancia mínima entre centros de bulones extremos (L). Se determina la distancia \bar{x} según Figura B.3-1(a) considerando como t_e la mitad del perfil IPB.

$$A_1 = 12 \cdot 1,1 = 13,2 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (34 - 13,2 \cdot 2) \cdot 0,5 = 3,8 \text{ cm}^2$$

$$\bar{x} = \frac{13,2 \cdot 1,1 \cdot 0,5 + 3,80 \cdot (4,9 \cdot 0,5 + 1,1)}{13,2 + 3,80} = 1,22 \text{ cm}$$

El coeficiente de reducción es:

$$U = 1 - \frac{1,22}{L} = 0,85$$

de dónde

$$L = \frac{1,22}{(1 - 0,85)} = 8,13 \text{ cm}$$

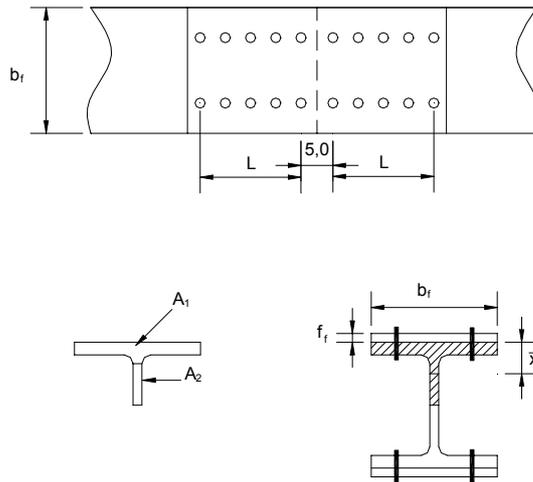


Figura Ej. 4-3

Se adopta $d_b=25 \text{ mm}$, $s=45 \text{ mm}$, $L = 4 \cdot 4,5 = 18 \text{ cm} > 8,13 \text{ cm}$

Resulta

$$U = 1 - \frac{1,22}{18} = 0,93 > 0,9 \text{ Debe ser } U \leq 0,9 \text{ Se adopta } \mathbf{U = 0,9}$$

Se verifican separación y distancias mínimas y máximas (Sección J.3.3., J.3.4 y J.3.5)

$$s_{\text{MIN}} = 3 \cdot d = 3 \cdot 1,4 = 4,2 \text{ cm} = 42 \text{ mm} < 45 \text{ mm (VERIFICA)}$$

$$s_{\text{MAX}} = 24 \cdot 11 \cdot 0,1 = 26,4 \text{ cm} = 264 \text{ mm} \text{ ó } 300 \text{ mm} > 45 \text{ mm (VERIFICA)}$$

$$d_{\text{bmin}} = 1,75 \cdot d = 1,75 \cdot 1,4 = 2,45 \text{ cm} = 24,5 \text{ mm} < 25 \text{ mm (VERIFICA)}$$

$$d_{\text{bmax}} = 12 \cdot 1,1 = 13,2 \text{ cm} = 132 \text{ mm} \text{ ó } 150 \text{ mm} > 25 \text{ mm (VERIFICA)}$$

Con el perfil adoptado, las resistencias de diseño son:

- Para fluencia sección bruta

$$R_d = \phi R_n = \phi \cdot A_g F_y \cdot 0,1 = 0,9 \cdot 34 \cdot 235 \cdot 0,1 = 719 \text{ kN} > T_u = 500 \text{ kN} \text{ =====> VERIFICA}$$

- Para rotura sección neta

$$\phi R_n = \phi \cdot A_e \cdot F_u \cdot 0,1 = 0,75 \cdot (0,9 \cdot 26,08) 370 \cdot 0,1 = 651 \text{ kN} > T_u = 500 \text{ kN} \text{ =====> VERIFICA}$$

- Para el estado límite de rotura de bloque de corte (Figura Ej. 4-4).

Se aplica Sección J.4.3

$$A_{nv} = (4,5 \cdot 4 + 2,5 - 4,5 \cdot 1,8) 1,1 \cdot 2 = 27,28 \text{ cm}^2$$

área neta a corte.

$$A_{gv} = (4,5 \cdot 4 + 2,5) 1,1 \cdot 2 = 45,1 \text{ cm}^2$$

área bruta a corte.

$$A_{nt} = (2,75 - 0,5 \cdot 1,8) \cdot 1,1 \cdot 2 = 4,07 \text{ cm}^2$$

$$A_{gt} = 2,75 \cdot 1,1 \cdot 2 = 6,05 \text{ cm}^2$$

área neta a tracción.
área bruta a tracción.

$$F_u \cdot A_{nt} \cdot 10^{-1} = 370 \cdot 4,07 \cdot 0,1 = 150,50 \text{ kN}$$

$$0,6 \cdot F_u \cdot A_{nv} \cdot 10^{-1} = 0,6 \cdot 370 \cdot 4,28 \cdot 0,1 = 605,62 \text{ kN} > 150,59 \text{ kN}$$

Corresponde caso b) Sección J.4.3

La resistencia de diseño se determina en cada ala por

$$R_d = \phi \cdot R_n = \phi [0,6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + F_y \cdot A_{gt}] \cdot 10^{-1} \quad (\text{J.4-3b})$$

$$R_d = 0,75 (0,6 \cdot 370 \cdot 27,28 + 235 \cdot 6,05) \cdot 10^{-1} = 560,8 \text{ kN} > T_u/2 = 250 \text{ kN} \quad (\text{VERIFICA})$$

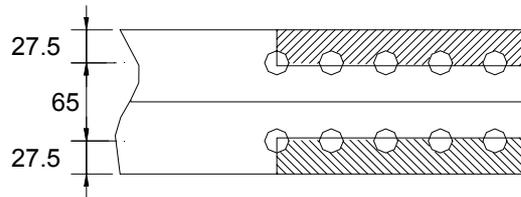


Figura Ej. 4-4

2) Dimensionamiento del cubrejunta de ala

Se proponen las siguientes dimensiones para la chapa del cubrejunta (ver Figura Ej. 4-3)

$$b_f^c = 12 \text{ cm} = (\text{igual ancho que el perfil})$$

$$t_f^c = 1,42 \text{ cm} = (9/16 \text{ "})$$

Se adoptó una unión abulonada con 2 filas de 5 bulones de diámetro 14 mm (ver Figura Ej. 4-3).

Las áreas bruta y neta del cubrejunta (superior e inferior) son

$$A_g = 12 \cdot 1,42 \cdot 2 = 34,08 \text{ cm}^2$$

$$A_n = (34,08 - 4 \cdot 1,8 \cdot 1,42) = 23,856 \text{ cm}^2$$

Las resistencias de diseño son:

- Fluencia en la sección bruta

$$R_d = \phi R_n = \phi \cdot A_g F_y \cdot 0,1 \quad (\text{D.1-1})$$

$$R_d = \phi R_n = 0,9 \cdot 34,08 \cdot 235 \cdot 0,1 = 720,8 \text{ kN} > T_u = 500 \text{ kN} \quad \text{=====} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

- Rotura en la sección neta

$$\phi R_n = \phi \cdot A_n F_u \cdot 0,1 \quad (\text{D.1-2})$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 23,856 \cdot 370 \cdot 0,1 = 662 \text{ kN} > T_u = 500 \text{ kN} \quad \text{=====} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

- Por rotura de bloque de corte (Sección J.4.3.)

Siendo $b_f^c = b_f$ y el espesor del cubrejunta t_f^c mayor que el espesor del ala del perfil, la resistencia de diseño para el estado límite será mayor que la del ala del perfil por lo que no es necesario verificarla.

3) Verificación de los medios de unión

Se verificarán los bulones predimensionados de la unión de DESLIZAMIENTO CRITICO. Los bulones propuestos son de diámetro 14 mm, tipo 8.8 (su longitud será tal que la rosca quede excluida del plano de corte) . (ver Sección J.3.)

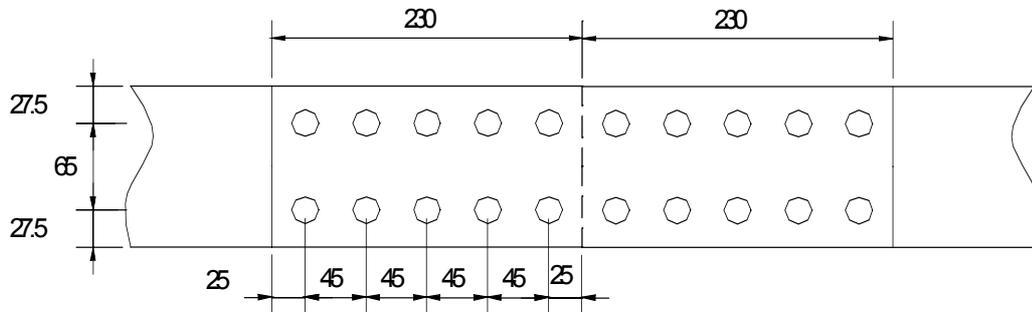


Figura Ej. 4-5

- La resistencia al corte para cargas de servicio (ver sección A-J.3.8b)

$$R_d = \phi \cdot A_b \cdot F_V \cdot 0,1$$

siendo $\phi=1$ (para agujeros normales), $A_b=1,539 \text{ cm}^2$ (área del bulón) y $F_V=113 \text{ MPa}$ (resistencia al corte para bulones 8.8 para cada plano de corte) (ver Tabla A-J.3-2)

$$R_d = 1 \cdot 1,539 \cdot (113) \cdot 0,1 = 17,39 \text{ kN por bulón.}$$

Siendo $(5 \cdot 2 \cdot 2 = 20)$ bulones, $R_d = 17,39 \cdot 20 \approx 348 \text{ kN} > 345 \text{ kN}$ (T servicio) **(VERIFICA)**

- Se verifican los bulones como unión tipo aplastamiento para cargas mayoradas (Sección J.3-8(a)) con Secciones J.3.1 y J.3.10.
- Resistencia de diseño al corte (Sección J.3.6) (Tabla J.3-2)

$$R_d = \phi \cdot F_v \cdot A_b \cdot (10^{-1}) \text{ para un bulón}$$

$$R_d = 0,75 \cdot 400 \cdot 1,539 \cdot 10^{-1} = 46,17 \text{ kN}$$

La resistencia de diseño total es:

$$R_d = 20 \cdot 46,17 = 923,4 \text{ kN} > T_u = 500 \text{ kN}$$

(VERIFICA)

- La resistencia al aplastamiento de la chapa en los agujeros para cargas mayoradas (ver Sección J.3.10.) es:

Por ser los agujeros normales y al considerar en el proyecto la deformación alrededor del agujero para cargas de servicio, se adopta la siguiente ecuación (Sección J.3.10(a))

$$R_n = 1,2 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u \cdot 0,1 \leq 2,4 \cdot d \cdot t \cdot F_u \cdot 0,1 \quad \text{por cada bulón} \quad (\text{J.3-2a})$$

Para la unión la resistencia al aplastamiento de la chapa es la suma de las resistencias al aplastamiento de la chapa en todos los agujeros de la unión. (Sección J.3.10).

$$R_{n1} = 1,2 \cdot (4 \cdot (2,5 - 1,6 \cdot 0,5) + 16 \cdot (4,5 - 1,6)) \cdot 0,1 \cdot 370 \cdot 1,1 \approx 2598 \text{ kN}$$

$$R_d = \phi \cdot R_{n1} = 0,75 \cdot 2598 = 1948,5 \text{ kN} > T_u = 500 \text{ kN} \quad \text{=====} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

El menor espesor es el del ala del perfil $t_f = 1,1 \text{ cm}$

$$R_{n2} = 2,4 \cdot 1,4 \cdot 1,1 \cdot 370 \cdot 0,1 = 136,75 \text{ kN para un bulón}$$

La resistencia de diseño total es:

$$R_d = \phi \cdot R_{n2} \cdot n = 0,75 \cdot 136,75 \cdot 20 = 2051 \text{ kN} > T_u = 500 \text{ kN} \quad \text{=====} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

EJEMPLO N°5

Empalme de viga laminada sujeto a flexión y corte. Unión abulonada con unión tipo aplastamiento. Aplicación Capítulos A, B, D, F, J y H.

Enunciado

Dimensionar cubrejuntas y uniones abulonadas del empalme en la viga formada por un perfil IPE500 sometida a flexión y corte. El empalme se plantea con cubrejuntas de ala y de alma. La luz de la viga es de 16,00 m, y la sección de empalme se ubica a 4 m del apoyo. El acero del perfil laminado y de la chapa de los cubrejuntas tiene $F_y=235$ MPa y $F_u=370$ MPa. Los bulones son del tipo ISO 8.8.

Las acciones sobre la viga son: $D=2$ kN/m y $L=5$ kN/m

1) Determinación de solicitaciones requeridas en la sección de empalme

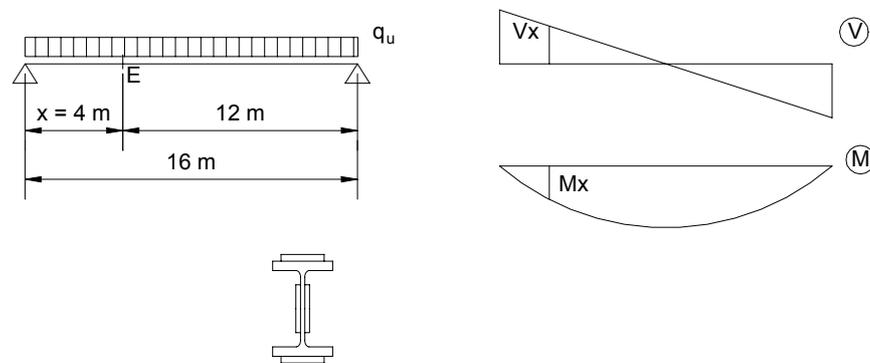


Figura Ej. 5-1

Se utilizan las ecuaciones de la estática (Sección C.1.1(1)).

De las combinaciones de acciones de la Sección A.4.2 corresponde analizar la (A.4-1) y (A.4-2).

La carga uniformemente repartida en la viga resulta

$$\text{Combinación (A.4-1)} \quad q_u = 1,4 \cdot D = 1,4 \cdot 2 = 2,8 \text{ kN/m}$$

$$\text{Combinación (A.4-2)} \quad q_u = 1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L = 1,2 \cdot 2 + 1,6 \cdot 5 = 10,4 \text{ kN/m}$$

Son mayores efectos los que produce la combinación (A.4-2)

$$R_u = 10,4 \cdot 16 \cdot 0,50 = 83,2 \text{ kN}$$

$$M_u = 10,4 \cdot 16^2 / 8 = 332,8 \text{ kN.m.}$$

$$M_{Eu} = 83,2 \cdot 4 - 10,4 \cdot 4^2 \cdot 0,5 = 249,6 \text{ kN.m}$$

$$V_{Eu} = 83,2 - 4 \cdot 10,4 = 41,6 \text{ kN}$$

Los datos de la sección del perfil IPE500 son:

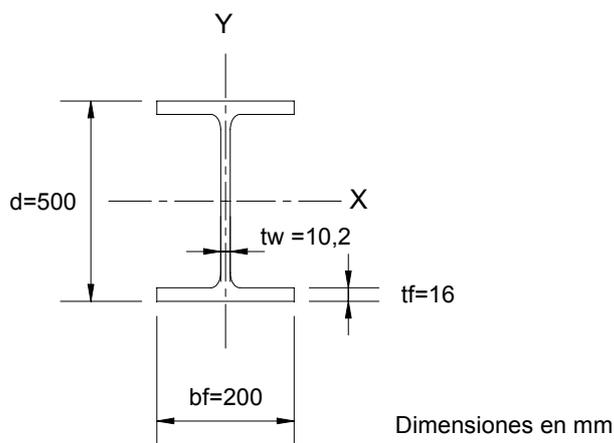


Figura Ej. 5-2

$A_g = 115,52 \text{ cm}^2$	Área del perfil
$I_x = 48199 \text{ cm}^4$	Momento de inercia alrededor del eje x-x
$S_x = 1927,9 \text{ cm}^3$	Momento resistente alrededor del eje x-x
$Z_x = 2194 \text{ cm}^3$	Módulo resistente plástico
$r_x = 20,4 \text{ cm}$	radio de giro alrededor del eje x-x
$I_y = 2141,7 \text{ cm}^4$	Momento de inercia alrededor del eje y-y
$r_y = 4,3 \text{ cm}$	radio de giro alrededor del eje y-y

De acuerdo al segundo párrafo de la Sección J.7., se dimensionará el cubrejunta de alma para el corte total (V_{Eu}) y para el momento M_w y el cubrejunta de ala para el momento M_f siendo M_w la parte de momento M_{Eu} que toma el alma del perfil I y M_f la parte de momento M_{Eu} que toman las alas del Perfil I. Además se verifica que $M_{Eu} = 249,6 > 0,5 \cdot M_u = 166,4$ kN.m; y $V_{Eu} = 41,6 \text{ kN} \approx 0,50 \cdot V_u = 41,6 \text{ kN}$.

$$M_f = M_{Eu} \cdot (I_f / I_x)$$

I_f = momento de inercia de las alas

$$I_f = 2 \cdot \left[b \cdot t_f \cdot \left(\frac{d}{2} - \frac{t_f}{2} \right)^2 + \frac{b \cdot t_f^3}{12} \right] = 2 \cdot \left[20 \cdot 1,6 \cdot \left(\frac{50}{2} - \frac{1,6}{2} \right)^2 + \frac{20 \cdot 1,6^3}{12} \right] = 37495 \text{ cm}^4$$

$$M_w = M_{Eu} \cdot (I_w / I_x)$$

siendo $I_w = I_x - I_f = 48199 - 37495 = 10704 \text{ cm}^4$

Por lo tanto:

$$M_f = 249,6 \cdot \frac{37495}{48199} = 194,17 \text{ kN.m}$$

$$M_w = 249,6 \cdot \frac{10704}{48199} = 55,43 \text{ kN.m}$$

2) Dimensionamiento del cubrejunta de ala (Figura Ej. 5-3)

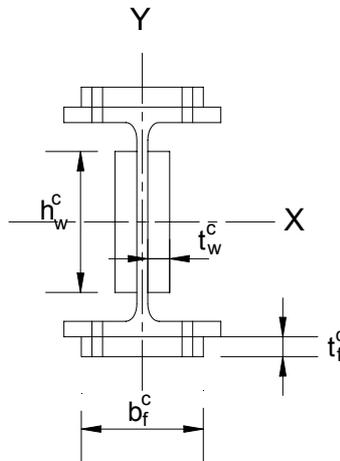


Figura Ej. 5-3

Se puede tomar conservadoramente, que la fuerza que pasa a través del ala es

$$N_f = \frac{M_f}{d}$$

Se predimensiona el espesor del cubrejunta de ala (t_f^c) igual a 1,27 cm.

Con $d=50$ cm y $M_f=194,17$ kN.m

$$N_f = \frac{194,17}{0,50} = 388,3 \text{ kN}$$

Se proponen 2 filas de 4 bulones cada una

- Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (Sección D.1.(a)), la mínima área bruta necesaria es:

$$A_g = \frac{N_f \cdot 10}{\phi_t \cdot F_y} \quad \text{de Ec. (D. 1-1)}$$

$$A_g = \frac{388,3 \cdot 10}{0,9 \cdot 235} = 18,36 \text{ cm}^2$$

- Para el estado límite de rotura en la sección neta (Sección D.1.(b)), la mínima área neta efectiva necesaria es:

$$A_e = \frac{N_f \cdot 10}{\phi_t \cdot F_u} \quad \text{de Ec. (D. 1-2)}$$

$$A_e = \frac{388,3 \cdot 10}{0,75 \cdot 370} = 13,99 \text{ cm}^2 \quad \text{(Ej. 5-1)}$$

Siendo $A_g = b_f^c \cdot t_f^c = 18,36 \text{ cm}^2$, entonces para $t_f^c = 1,27$ cm, resulta $b_f^c = 14,5$ cm.

Se adopta $b_f^c = 16$ cm por distribución de bulones.

Se predimensiona la unión abulonada con dos filas de 4 bulones de diámetro 16 mm, calidad ISO 8.8 con agujeros normales. Según Sección B.2, el diámetro de cálculo (d_{cal}) es 2mm mayor que el diámetro nominal (d_{nom}) del agujero. De Tabla J.3-3 $d_{nom} = 18$ mm, $\Rightarrow d_{cal} = 18 + 2 = 20$ mm

El área neta $A_n = A_g - 2 \cdot d_{cal} \cdot t_f^c = 16 \cdot 1,27 - 2 \cdot 2 \cdot 1,27 = 15,24 \text{ cm}^2$

Según Sección B.3.(1) $A_e = A_n$ $A_e = 15,24 \text{ cm}^2 > 13,99 \text{ cm}^2$ **(VERIFICA)**

Se determinan separación y distancias máximas y mínimas (Sección J.3.3., J.3.4 y J.3.5)

$$S_{MIN} = 3 \cdot d = 3 \cdot 1,6 = 4,8 \text{ cm} = 48 \text{ mm} < 50 \text{ mm}$$

$$S_{MAX} = 24 \cdot 12,7 \cdot 0,1 = 30,48 \text{ cm} = 304,8 \text{ mm} \text{ ó } 300 \text{ mm} > 50 \text{ mm}$$

$$d_{bmin} = 1,75 \cdot d = 1,75 \cdot 1,6 = 2,8 \text{ cm} = 28 \text{ mm} < 40 \text{ mm.}$$

$$d_{bmax} = 12 \cdot 1,27 = 15,24 \text{ cm} = 152,4 \text{ mm} \text{ ó } 150 \text{ mm} > 40 \text{ mm.}$$

Se propone una distribución según Figura Ej. 5-4.

- Verificación del estado límite de rotura de bloque de corte (Sección J.4.3.)

Las áreas brutas y netas de corte y tracción son

$$A_{nv} = 2 \cdot (4 + 3 \cdot 5 - 3,5 \cdot 2) \cdot 1,27 = 30,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = 2 \cdot (4 + 3 \cdot 5) \cdot 1,27 = 48,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = 2 \cdot (3 - 2 \cdot 0,5) \cdot 1,27 = 5,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{gt} = 2 \cdot 3,00 \cdot 1,27 = 7,62 \text{ cm}^2$$

área neta a corte

área bruta a corte

área neta a tracción

área bruta a tracción

$$F_u \cdot A_{nt} \cdot (10^{-1}) = 370 \cdot 5,08 \cdot 0,1 = 187,96 \text{ kN}$$

$$0,6 \cdot F_u \cdot A_{nv} \cdot (10^{-1}) = 0,6 \cdot 370 \cdot 30,48 \cdot 0,1 = 676,7 \text{ kN} > 187,96 \text{ kN}$$

La resistencia de diseño a la rotura de bloque de corte se determina de acuerdo a la ecuación (J.4-3b)

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot [0,6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + F_y \cdot A_{gt}] \cdot 10^{-1} \quad (\text{J.4-3b})$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot [0,6 \cdot 370 \cdot 30,48 + 235 \cdot 7,62] \cdot 0,1 = 641,8 \text{ kN}$$

$$\phi R_n = 641,8 \text{ kN} > N_f = 388,3 \text{ kN} \text{ =====> VERIFICA}$$

3) Verificación de la unión abulonada del ala

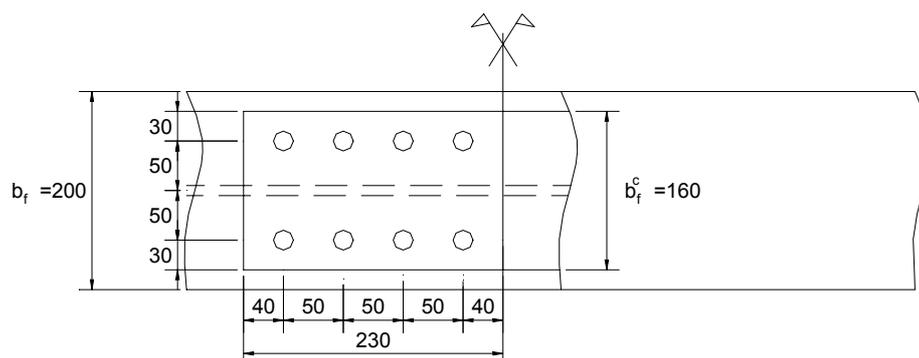


Figura Ej. 5-4

Se verificarán los bulones adoptados como unión tipo **aplastamiento**. Se propuso 2 dos filas de 4 bulones de diámetro 16 mm, tipo ISO 8.8 (con rosca no excluida del plano de corte). (ver sección J.3.).

- La resistencia de Diseño al corte es (Sección J.3.6.)

$$R_d = \phi \cdot F_n \cdot A_b \cdot 0,1$$

De tabla J.3.2: $\phi = 0,75$ y $F_n = 320$ MPa
 El área del bulón es $A_b = 2,011$ cm²
 $R_d = 0,75 \cdot 320 \cdot 2,011 \cdot 0,1 = 48,26$ kN por bulón

La cantidad de bulones necesaria es:

$$n_b = \frac{N_f}{R_d} = \frac{388,3}{48,26} \cong 8 \text{ bulones.}$$

La resistencia de corte total $R_d = 8 \cdot 48,26 = 387$ kN $\cong N_f = 388,3$ kN =====> **VERIFICA**

- La resistencia al aplastamiento de la chapa en los agujeros (ver sección J.3.10.) es:

Por ser los agujeros normales y al considerar en el proyecto la deformación alrededor del agujero para cargas de servicio, se adopta la siguiente ecuación (Sección J.3.10(a))

$$R_n = 1,2 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u \cdot 0,1 \leq 2,4 \cdot d \cdot t \cdot F_u \cdot 0,1 \quad \text{por cada bulón} \quad (\text{J.3-2a})$$

Para la unión la resistencia al aplastamiento de la chapa es la suma de las resistencias al aplastamiento de la chapa en todos los agujeros de la unión.

$$R_{n1} = 1,2 \cdot (2 \cdot (4 - 1,8 \cdot 0,5) + 6 \cdot (5 - 1,8)) \cdot 0,1 \cdot 370 \cdot 1,27 \approx 1432 \text{ kN}$$

$$R_d = \phi \cdot R_{n1} = 0,75 \cdot 1432 \approx 1074 \text{ kN} > N_f = 388,3 \text{ kN} \quad \text{=====}> \text{VERIFICA}$$

$$R_{n2} = 2,4 \cdot 1,6 \cdot 1,27 \cdot 370 \cdot 0,1 = 180,44 \text{ kN para un bulón}$$

$$R_d = \phi \cdot R_{n2} \cdot n = 0,75 \cdot 180,44 \cdot 8 \approx 1083 \text{ kN} > N_f = 388,3 \text{ kN} \quad \text{=====}> \text{VERIFICA}$$

4) Dimensionamiento del cubrejunta de alma

Según Sección J.7. , debe cumplirse la siguiente relación de momentos de inercia del perfil y los cubrejuntas:

$$\frac{I_w}{I_f} = \frac{I_w^c}{I_f^c}$$

Los momentos de inercia del perfil son: $I_w = 10704$ cm⁴ e $I_f = 37495$ cm⁴

El momento de inercia de los cubrejuntas de ala resulta: $I_f \cong 2 \cdot 16 \cdot 1,27 \cdot (25 + 1,27 \cdot 0,5)^2 = 26706,7$ cm⁴.

Entonces el momento de inercia del cubrejunta de alma resulta igual a:

$$I_w^c = \frac{I_w}{I_f} \cdot I_f^c = \frac{10704}{37495} \cdot 26706,7 \cong 7624 \text{ cm}^4$$

Se adoptan 2 cubrejuntas de espesor $t_w^c = 7,95$ mm = 0,795 cm. La altura mínima necesaria resulta:

$$h_w^c = \sqrt[3]{\frac{I_w^c \cdot 12}{2 \cdot t_w^c}} = \sqrt[3]{\frac{7624 \cdot 12}{2 \cdot 0,795}} \cong 38,61 \text{ cm}$$

Se adopta $h_f^c = 39$ cm < distancia entre inicios de radios de encuentro ala-alma. = 42,6 cm
 Se deberá verificar a flexión y corte la sección crítica del cubrejunta (Ver Punto 6).

5) Dimensionamiento de la unión abulonada del alma

Se propone el siguiente esquema de unión: 4 bulones iguales a los utilizados en el ala

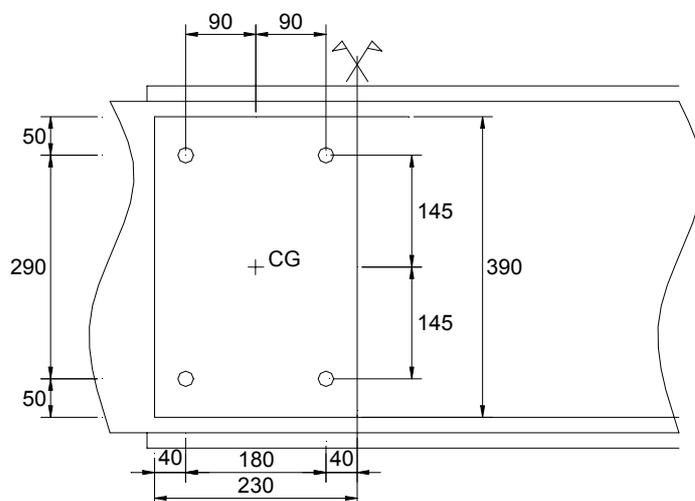


Figura Ej. 5-5

De acuerdo a Sección 1) del ejemplo N°5, las fuerzas a transmitir son $V_{Eu} = 41,6$ kN y $M_w = 55,43$ kNm al centro del empalme. Se adopta la distribución de la Figura Ej.5-5.

Al centro de gravedad de la unión, resulta

$$V_{Eu} = 41,6 \text{ kN}$$

$$M_{wg} = M_w + V_{Eu} \cdot 0,13 = 55,43 + 41,6 \cdot 0,13 = 60,84 \text{ kN}$$

Se utiliza método elástico para obtener las sollicitaciones requeridas en los bulones (Sección J.1.1.)

La fuerza de corte por bulón es:

$$P_{Vi} = \frac{V_{Eu}}{n_b} = \frac{41,6}{4} = 10,4 \text{ kN}$$

La fuerza a transmitir debida al momento depende de las distancias de los bulones al centro de gravedad de la unión:

$$e_i = e_{imax} = \sqrt{9^2 + 14,5^2} \cong 17,07$$

$$P_{Mi} = \frac{M_w \cdot e_{imax}}{\sum e_i^2} = \frac{60,84 \cdot 17,07 \cdot 100}{4 \cdot 17,07^2} = 89,6 \text{ kN}$$

La acción resultante sobre el bulón resulta aplicando el teorema del coseno:

$$P_R = \sqrt{P_{Vi}^2 + P_{Mi}^2 + 2 \cdot P_{Vi} \cdot P_{Mi} \cdot \cos(\alpha)} = \sqrt{10,4^2 + 89,6^2 + 2 \cdot 10,4 \cdot 89,6 \cdot \cos(58,17)} = 95,5 \text{ kN}$$

Para bulón diámetro 16 mm, las resistencias de diseño son:

La resistencia a corte es (siendo dos las secciones de corte) (Sección J.3.6.)

$$R_d = \phi \cdot F_n \cdot A_b \cdot 0,1 = 0,75 \cdot 320 \cdot 2,011 \cdot 2 \cdot 0,1 = 96,53 \text{ kN} > P_R = 95,5 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

La resistencia a aplastamiento (Sección J.3.10), aplicando nuevamente la fórmula (J.3-2a)

$$2t_w^c = 2 \cdot 0,715 = 1,59 \text{ cm}$$

$$t_w = 1,02 \text{ cm} < 1,59 \text{ cm}$$

$$R_{n1} = 1,2 \cdot (4 - 1,8 \cdot 0,5) \cdot 1,02 \cdot 370 \cdot 0,1 \approx 140,4 \text{ kN}$$

$$R_d = \phi \cdot R_{n1} = 0,75 \cdot 140,4 \approx 105 \text{ kN} > P_R = 95,5 \text{ kN} \quad \text{=====} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

$$R_{n2} = 2,4 \cdot 1,6 \cdot 1,02 \cdot 370 \cdot 0,1 = 144,92 \text{ kN}$$

$$R_d = \phi \cdot R_{n2} = 0,75 \cdot 144,92 \approx 108,69 \text{ kN} > P_R = 95,5 \text{ kN} \quad \text{=====} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

6) Verificación de los cubrejuntas de alma a resistencia

Están solicitados en la sección crítica a

$$M_u = 60,84 \text{ kN}$$

$$V_u = 41,60 \text{ kN}$$

Dimensiones según Figura Ej. 5-6

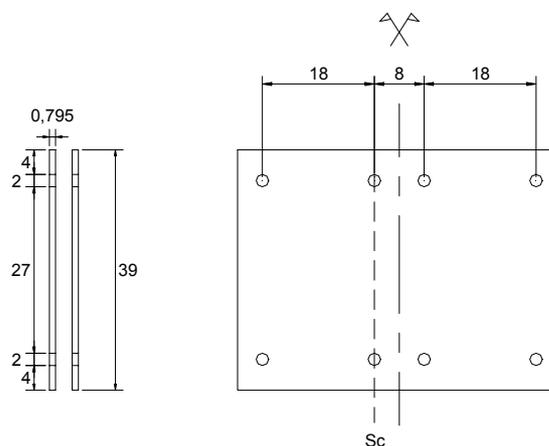


Figura Ej. 5-6

Por simplicidad se pueden descontar los agujeros en tracción y compresión para obtener los parámetros de la sección.

Resulta para cada cubrejunta

$$A = 27,825 \text{ cm}^2 \quad I_a = 3.261,3 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 167,25 \text{ cm}^3 \quad J = (0,795^3 \cdot 39)/3 = 6,53 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = 256,19 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 0,23 \text{ cm}$$

- Verificación a flexión (Sección F.1) y ANEXO 1.

Para pandeo lateral (Sección F.1-2) para sección rectangular ($L_b = 8 \text{ cm}$)

$$L_p = \frac{26 \cdot r_y \cdot \sqrt{J \cdot A}}{M_p} = \frac{26 \cdot 0,23 \cdot \sqrt{6,53 \cdot 27,825}}{60,20} = 1,34 \text{ cm} < 8 \text{ cm} = L_b \quad \text{(F.1-5)*}$$

$$M_p = Z_x \cdot F_y \cdot 10^{-3} = 256,19 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 60,20 \text{ kN.m}$$

$$L_r = \frac{400 \cdot r_y \cdot \sqrt{J \cdot A}}{M_r} \quad \text{(F.1-10)*}$$

$$M_r = F_y \cdot S_x \cdot 10^{-3} = 235 \cdot 167,25 \cdot 10^{-3} = 39,30 \text{ kN.m} \quad (\text{F.1-11})$$

$$L_r = \frac{400 \cdot 0,23 \cdot \sqrt{6,53 \cdot 27,825}}{39,30} \cong 32 \text{ cm} > 8 \text{ cm} = L_b$$

El momento nominal es mayor que M_r y menor que M_p . Por simplicidad se verifica con:
 $M_n = M_r$

Para las dos cubrejuntas

$$M_c = 2 \cdot \phi \cdot M_n = 2 \cdot 0,9 \cdot 39,30 = 70,74 \text{ kN.m} > M_u = 60,84 \quad (\text{VERIFICA})$$

- Verificación a corte

Se aplica para secciones rectangulares Sección H.2(b).

La máxima tensión de corte es para cada cubrejunta

$$f_{uv} = 1,5 \cdot \frac{V_{u1} \cdot 10}{h_w^c \cdot t_w^c} = 1,5 \cdot \frac{(41,60/2) \cdot 10}{39 \cdot 0,795} = 10,06 \text{ MPa}$$

$$\text{Debe ser } f_{uv} \leq 0,6 \cdot \phi \cdot F_y \quad (\text{H.2-2})$$

$$0,6 \cdot \phi \cdot F_y = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 235 = 126,9 \text{ MPa} > 10,06 \text{ MPa} \quad (\text{VERIFICA})$$

EJEMPLO N°6

Viga laminada flexada con platabanda de refuerzo soldada.
Aplicación Capítulos B, F y J

Enunciado:

Dimensionar las platabandas a agregar a un perfil laminado para la viga de la Figura Ej. 6-1 y sus uniones soldadas.

Perfil PNI 300. Acero del perfil y platabanda con $F_y = 235$ MPa, $F_u = 370$ MPa.

Electrodo con $F_{EXX} = 480$ MPa.

El ala comprimida del perfil está lateralmente arriostrada en toda su longitud (entrepiso rígido).

IPN 300

$I_x = 9800$ cm⁴

$S_x = 653$ cm³

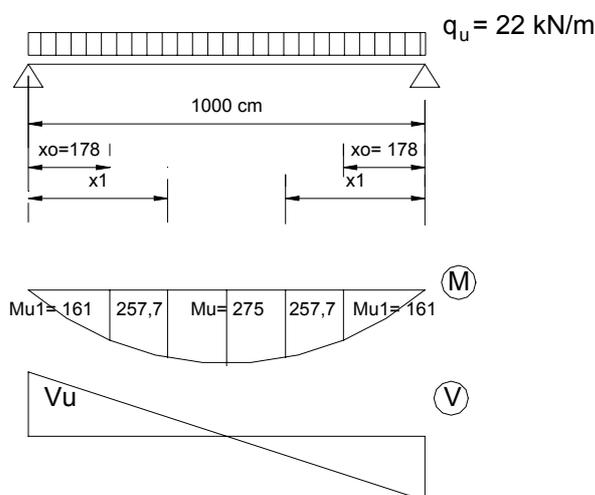
$Z_x = 762$ cm³

$b_f = 12,5$ cm (ancho ala)

$t_f = 1,62$ cm (espesor en mitad del ala)

$h_w = 24,1$ cm (altura alma)

$t_w = 1,08$ cm (espesor alma).



$M_u = 275$ kNm

$V_u = 110$ kN

Figura Ej. 6-1

1) Resistencia de diseño a flexión del perfil (Sección F.1)

- Clasificación de la sección del perfil (Sección B.5.1)

Ala → de Tabla B.5-1 (*) Caso 1 $\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{F_y}} = \frac{170}{\sqrt{235}} = 11,08$

Relación ancho espesor del ala $\lambda = \frac{b_f/2}{t_f} = \frac{12,5/2}{1,62} = 3,85 < \lambda_p$

Alma → de la Tabla B.5-1 (*) Caso 9 $\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{F_y}} = \frac{1680}{\sqrt{235}} = 109,6$

Relación ancho espesor del alma $\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{24,1}{1,08} = 22,32 < \lambda_p$

SECCION COMPACTA

- Resistencia nominal a flexión

Por ser una viga compacta lateralmente arriostrada en toda su longitud → único estado límite aplicable es **plastificación**. $M_n = M_p$ (F.1.1)

$$M_{dp} = \phi \cdot M_n = \phi \cdot M_p = \phi \cdot Z_x \cdot F_y \cdot (10^{-3})$$

$$M_{dp} = 0,9 \cdot 762 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 161,16 \text{ kNm} < M_u = 275 \text{ kNm.}$$

Es necesario agregar platabanda.

2) Determinación de las dimensiones de las platabandas

Con viga lateralmente arriostrada en todo su longitud y sección compacta (se verificará platabanda) el momento nominal es M_p .

$$\text{Momento nominal necesario} = M_{nn} = M_u / \phi = 275 / 0,9 = 305,6 \text{ kNm}$$

$$M_{nn} = M_p = Z_{xn} \cdot F_y \cdot (10^{-3})$$

(F.1-1)

$$Z_{xn} = \frac{M_{nn}}{F_y} \cdot 10^3 = \frac{305,6}{235} \cdot 10^3 = 1300,50 \text{ cm}^3$$

Debe ser $Z_{xn} = Z_x(\text{perfil}) + Z_p(\text{platabanda})$

$$Z_p = Z_{xn} - Z_x = 1300,50 - 762 = 538,5 \text{ cm}^3$$

De Figura Ej.6-2

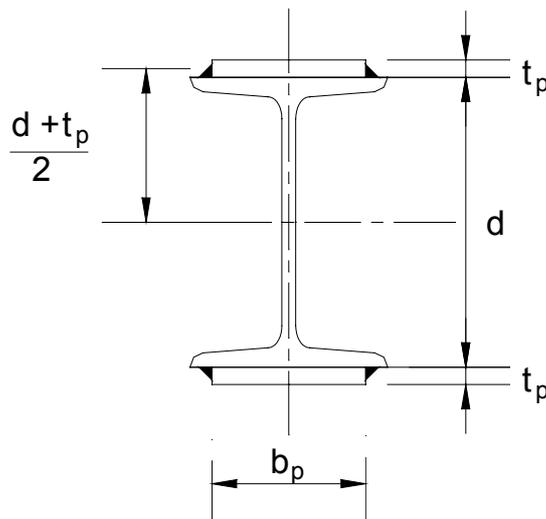


Figura Ej. 6-2

$$Z_p = 2 \cdot b_p \cdot t_p \cdot \left(\frac{d + t_p}{2} \right) = 538,5 \text{ cm}^3 \quad (\text{Ej. 6-1})$$

se fija $t_p = 1,905$ (3/4")
de (Ej. 6-1) resulta
 $b_p = 8,86 \text{ cm} \cong 9 \text{ cm}$

Se verifica relación ancho – espesor de platabanda. Tabla B.5-1 (*), Caso 10.

$$\lambda_p = \frac{500}{\sqrt{F_y}} = \frac{500}{\sqrt{235}} = 32,6$$

$$\lambda = \frac{9}{1,905} = 4,72 < \lambda_p \rightarrow \quad \text{VERIFICA Sección compacta.}$$

3) Verificación resistencia de diseño sección perfil mas platabanda

$$Z = Z_x + Z_p = 762 + 2 \cdot 9 \cdot 1,905 \cdot (30 + 1,905)/2 = 1309,01 \text{ cm}^3$$

$$M_d = \phi \cdot M_n = \phi \cdot Z \cdot F_y \cdot (10^{-3})$$

$$M_d = 0,9 \cdot 1309,01 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 276,86 \text{ kNm} > M_u = 275 \text{ kNm}$$

(VERIFICA)

4) Longitud necesaria de platabanda

Se determina X_0 para el cual el momento requerido (M_{u1}) es igual al momento de diseño del perfil (M_{cp}). Resulta $X_0 = 1,78 \text{ m}$

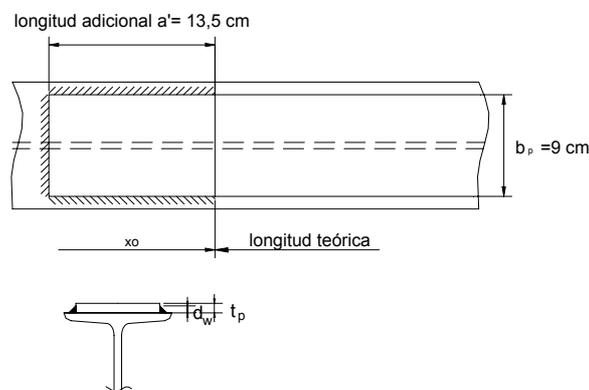


Figura Ej. 6-3

- Longitud teórica de platabanda l_p
 $l_p = 10 - 1,78 \cdot 2 = 6,44 \text{ m}$
- Longitud adicional extremo a' (Sección B.10) (Figura B.10-1)
Se adopta $z = d_w < \frac{3}{4} t_p$ (Figura Ej. 6-3)
Y cordones frontal y longitudinales

$$a' = 1,5 b_p = 1,5 \cdot 9 = 13,5 \text{ cm.}$$

Longitud total platabanda

$$l_p = 644 + 13,5 \cdot 2 = \mathbf{671 \text{ cm}}$$

5) Unión soldada

- La unión soldada extrema debe asegurar que se desarrolle la parte correspondiente a la platabanda de la resistencia de diseño de la viga (Sección B.10). Siendo la resistencia de diseño a flexión $M_d = \phi \cdot M_p$ la fuerza a transmitir (Resistencia requerida de la unión soldada) es:

$$T_u = \phi \cdot b_p \cdot t_p \cdot F_y \cdot (10^{-1}) = 0,9 \cdot 1,905 \cdot 9 \cdot 235 \cdot (10^{-1}) = 362,7 \text{ kN}$$

La longitud total de filetes

$$L_w = 2 \cdot 13,5 + 9 = 36 \text{ cm}$$

La resistencia de diseño (Sección J.2-4)

$$R_{dw} = \phi \cdot F_w \cdot A_w \cdot (10^{-1}) = \phi \cdot F_w \cdot L_w \cdot 0,707 \cdot d_w \cdot (10^{-1})$$

ϕ y F_w se obtienen de Tabla J.2-5

$$R_{dw} = 0,60 \cdot 0,6 \cdot 480 \cdot 36 \cdot 0,707 \cdot d_w \cdot (10^{-1}) = T_u = 362,7 \text{ kN} \quad (\text{Ej.6-2})$$

$\phi = 0,60 \quad F_w = 0,6 F_{EXX}$

De (Ej. 6-2)

$$d_w = 0,82 \text{ cm} = 8,2 \text{ mm} < 3/4 t_p = 1,42 \text{ cm}$$

(VERIFICA)

De Sección J.2.2(b)

Lado mínimo de Tabla J.2-4 $\rightarrow 8 \text{ mm}$ ($t_p = 19,05 \text{ mm} > 19 \text{ mm}$)

Lado máximo $\rightarrow t_p - 2 \text{ mm} = 19,05 - 2 = 17,05 \text{ mm} \rightarrow 1,705 \text{ cm}$

Se adopta $d_w = 9 \text{ mm} = 0,9 \text{ cm}$

Se pueden acortar los filetes longitudinales.

$$L_1 = ((8,2/9) \cdot 36 - 9) \cdot 1/2 = 11,9 \text{ cm} \rightarrow \text{Se adopta } L_1 = 12 \text{ cm}$$

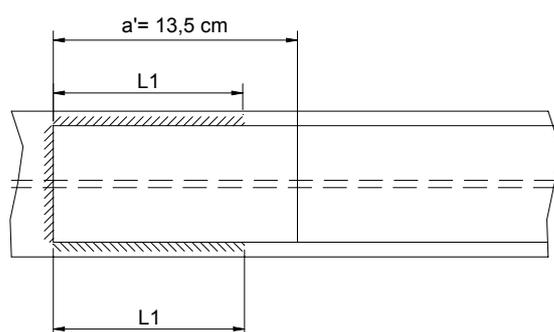


Figura Ej. 6-4

- Para asegurar el desarrollo del M_p resulta conveniente que el cordón de unión platabanda-ala sea continuo hasta que $M_{u2} = M_y$ (Sección B.5-1)

$$I_{xt} = I_x + I_p$$

$$S_x = \frac{I_{xt}}{\frac{h}{2} + t_p} = \frac{8736,2 + 9800}{\frac{30}{2} + 1,905} = 1096,5 \text{ cm}^3$$

$$M_y = S_x \cdot F_y \cdot (10^{-3})$$

$$M_y = 1096,5 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 257,7 \text{ kNm}$$

La sección se ubica a $X_1=3,74$. (Ver Figura Ej. 6-1)

- Para el resto con $M_u < M_y$ la fuerza requerida por cm de longitud para la unión soldada se obtiene a partir de: (ver observación (e) Tabla J.2-5)

$$F_w/\text{cm} = f_v \cdot b = (V_u \cdot W_p)/I_t$$

Se adopta V al inicio de la platabanda (sección a $x_0 = 1,78$ m)

$$V_u = 70,9 \text{ kN} \quad W_p = 273,51 \text{ cm}^3 \quad I_t = 18536,2 \text{ cm}^4$$

$$\frac{F_u}{\text{cm}} = \frac{70,9 \cdot 273,51}{18536,2} = 1,05 \text{ kN/cm}$$

para $d_w = 0,9$ cm (Sección J.2.4 Tabla J.2-5) en los 2 cordones.

$$F_{cw}/\text{cm} = 0,60 \cdot 0,6 \cdot 480 \cdot 0,9 \cdot 0,707 \cdot 1 \cdot (10^{-1}) \cdot 2 = 21,99 \text{ kN/cm}$$

La relación (espacio libre / longitud del filete) para filetes discontinuos necesaria sería

$$(21,99/1,05) - 1 = 19 \quad (\text{excesiva})$$

Se adopta una relación **2** con una longitud de cordón $L_{w1}=6$ cm

$$L_{w1} = 6 \text{ cm} > 4 d_w = 4 \cdot 0,9 = 3,6 \text{ cm} \quad (\text{Sección J.2.2(b)})$$

La separación entre filetes es: $2 \cdot 6 = 12 \text{ cm} < 20 \cdot 1,62 = 32,4 \text{ cm}$ o 25 cm (**Verifica**)

Resulta la unión soldada platabanda-ala según Figura Ej.6-5.

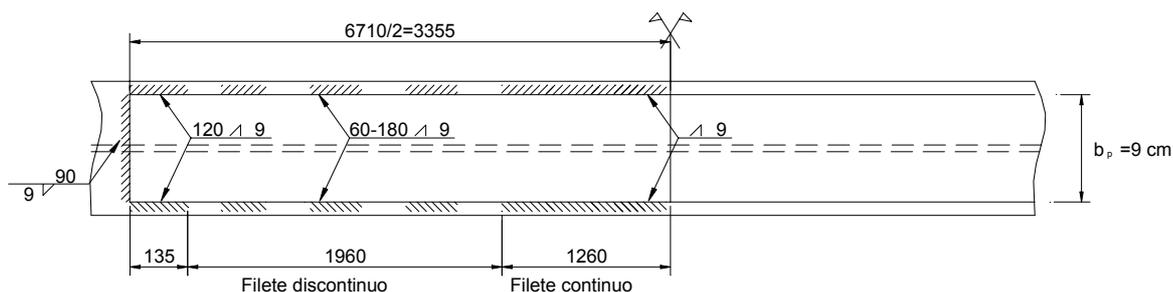


Figura Ej. 6-5

EJEMPLO N°7

Unión soldada sometida a corte y flexión.
Aplicación Capítulos C y J.

Enunciado

Verificar la unión del perfil ángulo 101,6x101,6x9.5mm soldado al ala del PNI200. El perfil ángulo está solicitada a una carga $P_u = 55$ kN ubicada a una distancia $e = 50$ mm del borde externo del ala del PNI (ver Figura Ej.7-1). Los perfiles tienen acero de $F_y = 235$ MPa y $F_u = 370$ MPa. El tipo de soldadura es de filete con electrodo de tensión $F_{EXX} = 480$ MPa.

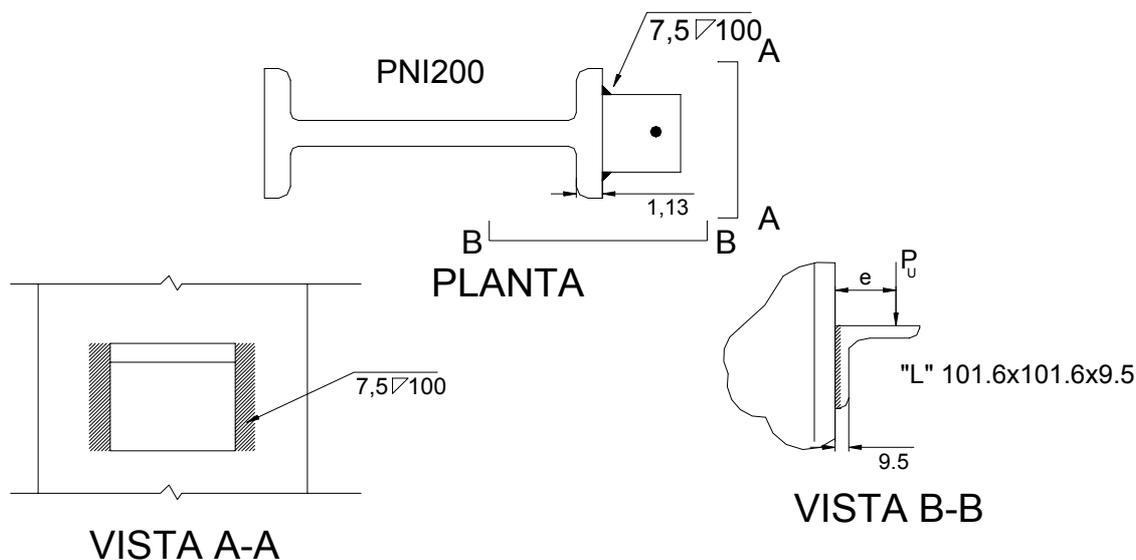


Figura Ej. 7-1

De acuerdo a la Sección C.1. se determinan las solicitaciones requeridas para la unión soldada.

El momento $M_u = P_u \cdot e = 55 \cdot 5 \cdot 10^{-2} = 2,75$ kN.m.
y el corte $V_u = P_u = 55$ kN.

De acuerdo a la Figura Ej.7-1 el espesor del ala del PNI es $t_p = 1,13$ cm y el espesor del ala del ángulo es $t_a = 0,95$ cm. Por lo tanto, de acuerdo a tabla J.2-4 el lado mínimo de la soldadura de filete es $d_{\min} = 5$ mm.

El lado máximo es de acuerdo a Sección J.2.2(b): $d_{\max} = 9,5 - 2 = 7,5$ mm
Se supone un lado unitario $d = 1$ cm.

De acuerdo a Sección J.2.2(a) el área efectiva de la soldadura (A_w) es igual a la longitud efectiva (L_s) del filete por el espesor efectivo de garganta (e_g). Entonces :

$A_w = e_g \cdot L_s$, con $e_g = 0,707 \cdot d = 0,707 \cdot 1 = 0,707$ cm, y $L_s = 10$ cm.
 $A_w = 0,707 \cdot 10 \cdot 2 = 14,4$ cm².

El momento resistente elástico de la soldadura (S_w) es :

$$S_w = \frac{0,707 \cdot (10)^2}{6} \cdot 2 = 23,57 \text{ cm}^3$$

De acuerdo a Sección J.1.1., utilizando el análisis elástico lineal se determinan las tensiones en la soldadura:

$$f_V = 1,5 \cdot \frac{V_u \cdot 10^1}{A_w} = 1,5 \cdot \frac{55 \cdot 10^1}{14,14} = 58,35 \text{ MPa.}$$

$$f_M = \frac{M_u}{S_w} = \frac{2,75 \cdot 10^3}{23,57} = 116,67 \text{ MPa.}$$

La tensión combinada resulta

$$f = \sqrt{f_V^2 + f_M^2} = \sqrt{58,35^2 + 116,67^2} = 130,45 \text{ MPa} \quad \text{para un cordón de } d = 1\text{cm.}$$

De acuerdo a Sección J.2.4. la resistencia de diseño de la soldadura es:

$$R_d = \phi \cdot F_w \cdot A_w \cdot 0,1 \quad (\text{Ej.7-1})$$

El tipo de soldadura utilizada es (Sección J.2) filete con fuerza de corte en el área efectiva. El factor de resistencia (ϕ) y la resistencia nominal (F_w) se obtiene de la Tabla J.2-5:

$$\phi = 0,60 \quad \text{y} \quad F_w = 0,60 \cdot F_{EXX}$$

$$\text{Para } F_{EXX} = 480 \text{ MPa, } F_w = 0,60 \cdot 480 = 288 \text{ MPa}$$

$$\text{La resistencia de diseño para } 1 \text{ cm}^2 \text{ resulta: } R_d = 0,60 \cdot 288 \cdot 0,1 = 17,3 \text{ kN/cm}^2$$

El lado de filete necesario (d_{nec}) es:

$$\frac{f}{R_d} \cdot 10^{-1} = \frac{130,45}{17,3} \cdot 10^{-1} = 0,75 \text{ cm}$$

Se adopta **d = 7,5 mm**

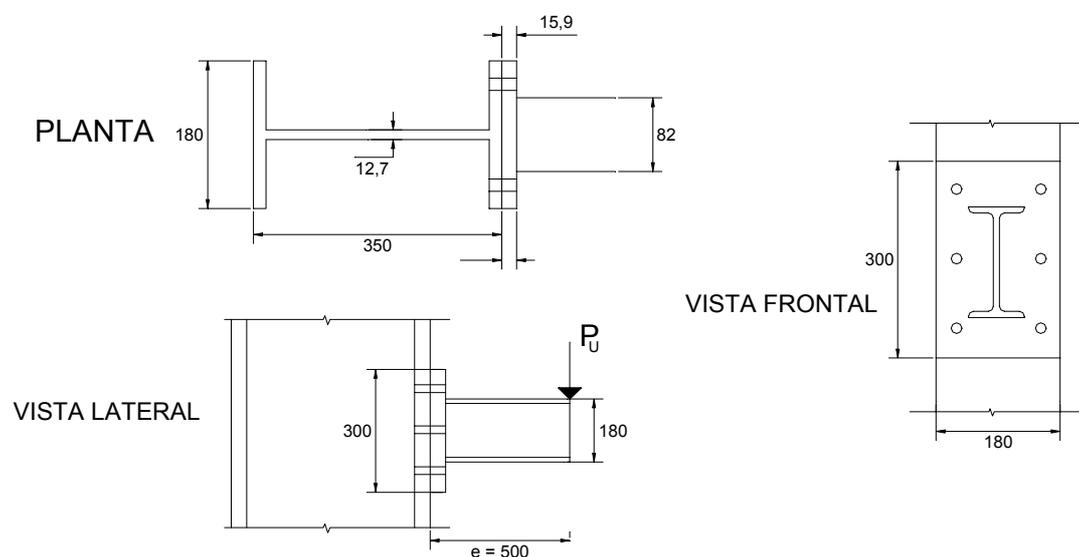
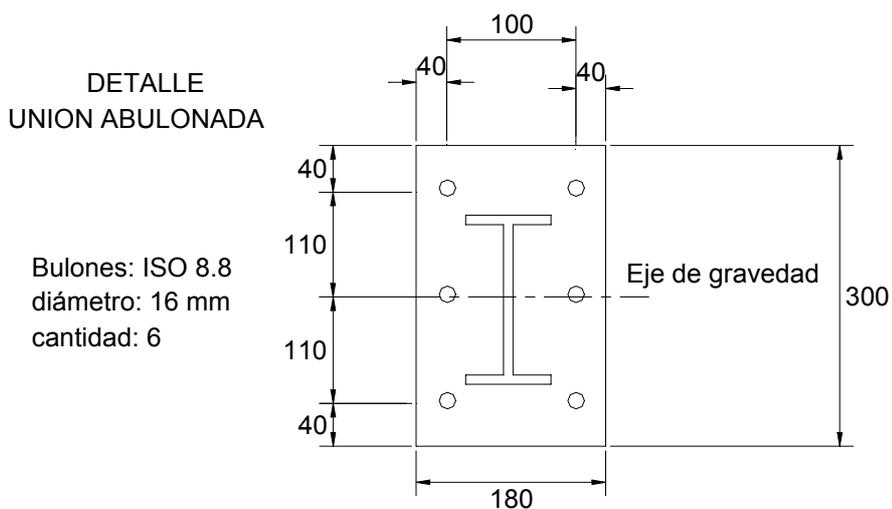
$$5 \text{ mm} < d = 7,5 \text{ mm} = 7,5 \text{ mm} \quad (\text{Verifica dimensiones mínimas y máximas})$$

EJEMPLO N°8

Unión abulonada sometida a corte y flexión.
Aplicación Capítulos C y J.

Enunciado

Verificar la unión de una placa vertical de 300x180x15,9 mm abulonada a la columna armada de 350x180x12,7 mm. La placa tiene soldado un perfil PNI180 que está solicitada a una carga $P_u = 75$ kN ubicada a una distancia $e = 50$ cm del borde externo del ala de la columna (ver Figura Ej.8-1). Los perfiles y la chapa tienen acero de $F_y = 235$ MPa y $F_u = 370$ MPa. El tipo de bulones son bulones milimétricos 8.8 ISO, rosca gruesa y excluida del plano de corte y agujeros normales. La disposición y diámetro de bulones se indica en la Figura Ej.8-2. La unión es de tipo aplastamiento.

**Figura Ej. 8-1****Figura Ej.8-2**

De acuerdo a la Sección C.1., se determinan las solicitaciones requeridas para la unión abulonada.

El momento $M_u = P_u \cdot e = 75 \cdot 50 \cdot 10^{-2} = 37,5 \text{ kN.m.}$
y el corte $V_u = P_u = 75 \text{ kN.}$

De acuerdo a la Figura Ej.8-2 se verifican las distancias mínimas y máximas al borde (se supone bordes cortados mecánicamente) y las separaciones máximas y mínimas entre bulones (ver Secciones J.3.3, J.3.4. y J.3.5).

Se determinan las distancias máximas y mínimas (Sección J.3.3., J.3.4 y J.3.5)

$s_{\text{MIN}} = 3 \cdot d = 3 \cdot 1,6 = 4,8 \text{ cm} = 48 \text{ mm}$
 $s_{\text{MAX}} = 24 \cdot 12,7 = 304,8 \text{ mm} \quad \text{ó} < 300 \text{ mm}$
 $d_{\text{bmin}} = 1,75 \cdot d = 1,75 \cdot 1,6 = 28 \text{ mm}$
 $d_{\text{bmax}} = 12 \cdot 12,7 = 152,4 \text{ mm} \quad \text{ó} < 150 \text{ mm.}$

Se verifican a continuación

$s_1 = 100 \text{ mm} > 48 \text{ mm}$ VERIFICA
 $s_2 = 110 \text{ mm} < 300 \text{ mm}$ VERIFICA
 $d_b = 40 \text{ mm} > 28 \text{ mm}$ VERIFICA
 $d_b = 40 \text{ mm} < 150 \text{ mm}$ VERIFICA

De acuerdo a Sección J.1.1., utilizando el análisis elástico lineal se determinan las solicitaciones requeridas en los bulones.

La fuerza de corte por bulón es: $P_v = V_u / 6 = 75 / 6 = 12,5 \text{ kN}$

El momento tracciona los bulones superiores y comprime la chapa. Se puede tomar, según la figura, la fuerza en cada bulón traccionado:

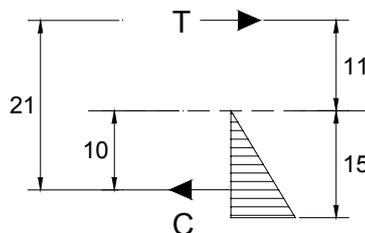


Figura Ej.8-3

$$T_{\text{Mi}} = \frac{37,5 \cdot 100}{2 \cdot 21} = 89,3 \text{ kN}$$

Se verificará el bulón más solicitado a tracción y corte en unión de tipo APLASTAMIENTO.

- Resistencia a tracción (Sección J.3.7.)

La resistencia de diseño a tracción de un bulón sometido a corte y tracción combinados es

$$R_d = \phi \cdot F_t \cdot A_b \cdot 0,1$$

dónde $\phi = 0,75$
 F_t = resistencia a tracción nominal según tabla J.3.5., en función de f_y (tensión de corte mayorada)
 A_b = área del bulón = $2,01 \text{ cm}^2$

La tensión requerida al corte es (sección circular maciza):

$$f_v = \frac{P_v}{0,75 \cdot A_b \cdot 10^{-1}} = \frac{12,5}{0,75 \cdot 2,01 \cdot 0,1} = 82,92 \text{ MPa}$$

De acuerdo a Tabla J.3.5, para bulones tipo 8.8 ISO, con rosca excluida de los planos de corte, la tensión F_t es igual a:

$$F_t = (780 - 2,0 \cdot f_v) = 614,1 \text{ MPa "y"} \quad F_t < 600 \text{ MPa, por lo tanto } F_t = 600 \text{ MPa}$$

$$\text{Entonces } R_d = 0,75 \cdot 600 \cdot 2,01 \cdot 0,1 = 90,45 \text{ kN} > T_M = 89,3 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA}$$

- Resistencia a corte (Sección J.3.6)

Resistencia de diseño al corte según Tabla J.3-2

$$\phi \cdot F_v = 0,75 \cdot 400 = 300 \text{ MPa}$$

$$\text{Tensión requerida de corte } f_v = 82,92 \text{ MPa} < \phi \cdot F_v = 300 \text{ MPa} \quad \text{VERIFICA}$$

- La resistencia al aplastamiento de los agujeros (ver Sección J.3.10.) es:

Por ser los agujeros normales y al considerar en el proyecto la deformación alrededor del agujero para cargas de servicio, se adopta la siguiente ecuación (Sección J.3.10(a))

$$R_n = 1,2 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u \cdot 0,1 \leq 2,4 \cdot d \cdot t \cdot F_u \cdot 0,1 \quad \text{por cada bulón} \quad (\text{J.3-2a})$$

Para la unión la resistencia al aplastamiento de la chapa es la suma de las resistencias al aplastamiento de la chapa en todos los agujeros de la unión.

El menor espesor de la chapa es $t = 1,27 \text{ cm}$.

$$R_{n1} = 1,2 \cdot (4 - 1,8 \cdot 0,5) \cdot 1,27 \cdot 370 \cdot 0,1 \approx 174,8 \text{ kN}$$

$$R_d = \phi \cdot R_{n1} = 0,75 \cdot 174,8 \approx 131 \text{ kN} > P_v = 12,5 \text{ kN} \quad \text{=====} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

$$R_{n2} = 2,4 \cdot 1,6 \cdot 1,27 \cdot 370 \cdot 0,1 = 180,44 \text{ kN para un bulón}$$

$$R_d = \phi \cdot R_{n2} = 0,75 \cdot 180,44 \approx 135 \text{ kN} > P_v = 12,5 \text{ kN} \quad \text{=====} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

EJEMPLO N°9

Cálculo de solicitaciones requeridas en columnas de pórtico no arriostrado (de nudos desplazables). Cálculo de los factores de longitud efectiva k de columnas de pórtico no arriostrado (de nudos desplazables).

Aplicación de capítulos A, C y Comentarios Capítulo C.

Enunciado

A) Determinar las solicitaciones requeridas en las columnas del pórtico desplazable de la Figura Ej.9-1, sometido a las acciones de peso propio (D), sobrecarga de cubierta (L_r) y viento (W) sobre la cubierta y las paredes laterales (Figuras Ej.9-2a, Ej.9-2b, Ej.9-2c y Ej.9-2d).

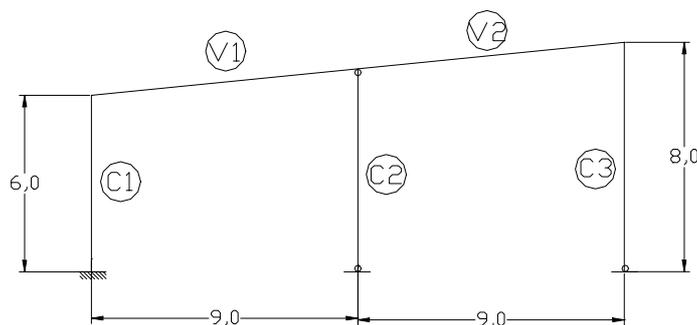


Figura Ej.9-1

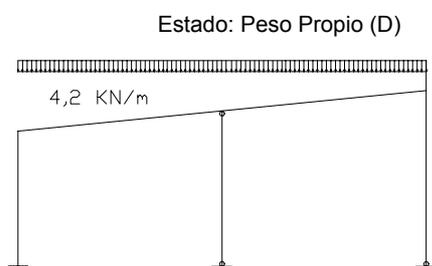


Figura Ej.9-2-a

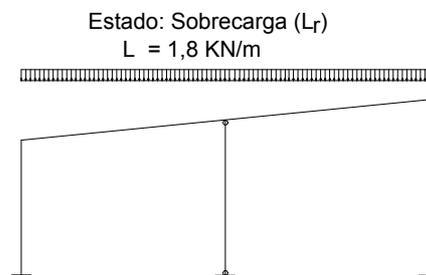


Figura Ej.9-2-b

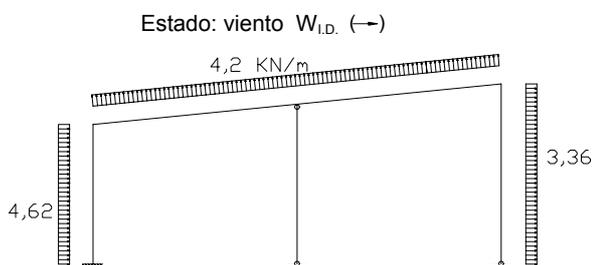


Figura Ej.9-2-c

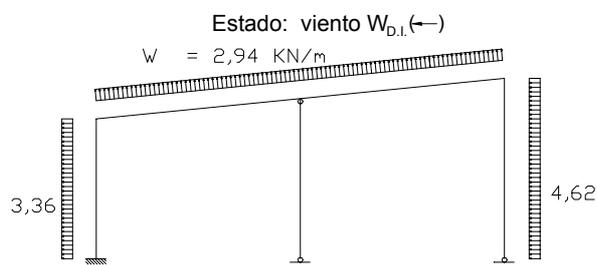


Figura Ej.9-2-d

De acuerdo al capítulo A (sección A.4.2), la resistencia requerida surge de la combinación crítica de las siguientes combinaciones de acciones:

- 1,4 D (A.4-1)
- 1,2 D + 1,6 L_r (A.4-3)
- 1,2 D ± 1,3 W + 0,5 L_r (A.4-4)
- 0,9 D - 1,3 W (A.4-6)

Las combinaciones A.4-2 y A.4.5 no son aplicables pues no actúan las acciones L y E .

De acuerdo a la sección C.1 se aplica el análisis global elástico y se resuelve el pórtico hiperestático para los cuatro estados de carga nominales solicitantes:

- (1) Peso Propio D
- (2) Sobrecarga de cubierta L_r
- (3) Viento W en sentido (I.D.: izquierda-derecha) →
- (4) Viento W en sentido (D.I.: derecha-izquierda) ←

Los momentos de inercia de las columnas C1, C3 y las vigas V1 y V2 se plantean de forma relativa para la resolución del pórtico desplazable: (ver Figura Ej.9-3)

$$I_{c1} = 1,5 I, I_{c3} = I, I_{v1} = I_{v2} = I$$

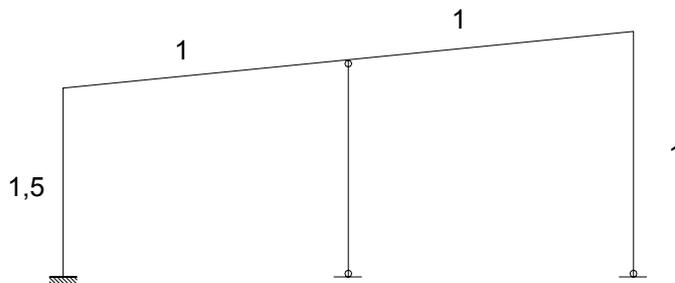


Figura Ej.9-3
Relación de I

Se obtienen los siguientes diagramas de momento(M), corte(V) y normal (N) para los estados de carga nominales (ver Figura Ej.9-4).

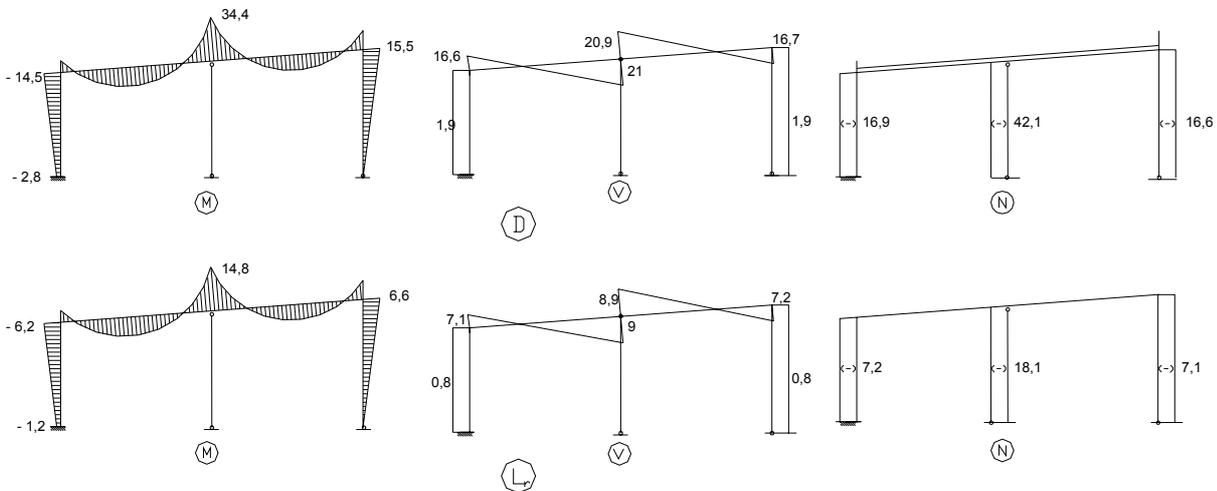


Figura Ej.9-4(a)

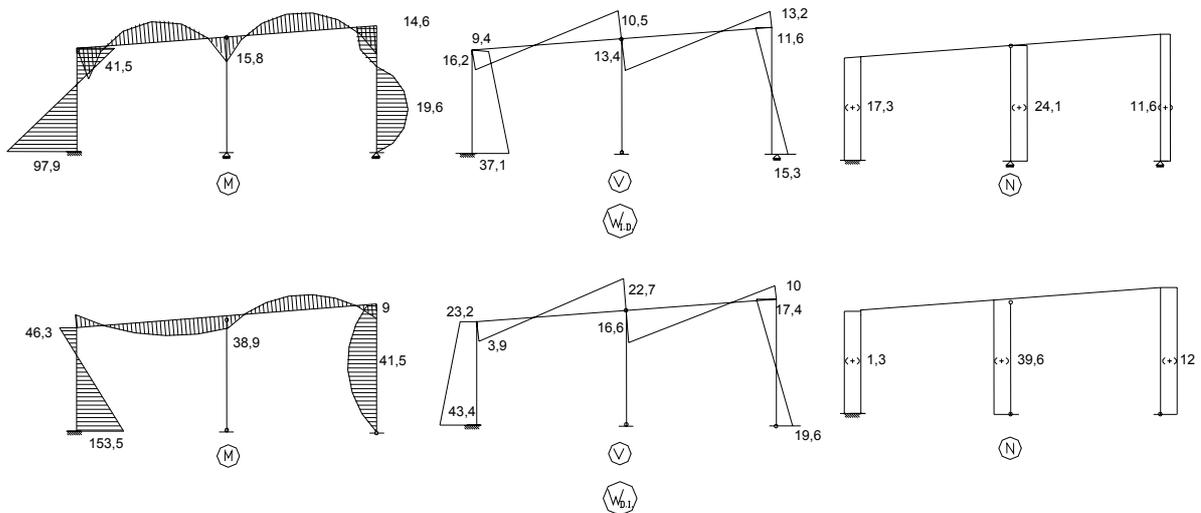


Figura Ej.9-4(b)

Se realizan las combinaciones de acciones para obtener cada resistencia requerida para cada elemento. Siendo el análisis de primer orden existe proporcionalidad entre cargas y resistencias requeridas.

Columna C1

$$N_1 = 1,4 \cdot (-16,9) = -23,66 \text{ kN}$$

$$M_1 = 1,4 \cdot (-14,5) = -20,3 \text{ kN.m} \quad (\text{en apoyo superior})$$

$$V_1 = 1,4 \cdot (-1,9) = -2,66 \text{ kN} \quad (\text{en apoyo superior})$$

$$N_2 = 1,2 \cdot (-16,9) + 1,6 \cdot (-7,2) = -31,80 \text{ kN}$$

$$M_2 = 1,2 \cdot (-14,5) + 1,6 \cdot (-6,2) = -27,32 \text{ kN.m} \quad (\text{en apoyo superior})$$

$$V_2 = 1,2 \cdot (-1,9) + 1,6 \cdot (-0,8) = -3,56 \text{ kN} \quad (\text{en apoyo superior})$$

$$M_2 = 1,2 \cdot (-2,8) + 1,6 \cdot (-1,2) = -5,28 \text{ kN.m} \quad (\text{en apoyo inferior})$$

$$V_2 = 1,2 \cdot (-1,9) + 1,6 \cdot (-0,8) = -3,56 \text{ kN} \quad (\text{en apoyo inferior})$$

$$N_{3ID} = 1,2 \cdot (-16,9) + 1,3 \cdot (17,3) + 0,5 \cdot (-7,2) = -1,39 \text{ kN}$$

$$M_{3ID} = 1,2 \cdot (-14,5) + 1,3 \cdot (41,5) + 0,5 \cdot (-6,2) = 33,45 \text{ kN.m} \quad (\text{en apoyo superior})$$

$$V_{3ID} = 1,2 \cdot (-1,9) + 1,3 \cdot (9,4) + 0,5 \cdot (-0,8) = 9,54 \text{ kN} \quad (\text{en apoyo superior})$$

$$M_{3ID} = 1,2 \cdot (-2,8) + 1,3 \cdot (-97,9) + 0,5 \cdot (-1,2) = -131,23 \text{ kN.m} \quad (\text{en apoyo inferior})$$

$$V_{3ID} = 1,2 \cdot (-1,9) + 1,3 \cdot (37,1) + 0,5 \cdot (-0,8) = 45,55 \text{ kN} \quad (\text{en apoyo inferior})$$

$$N_{3DI} = 1,2 \cdot (-16,9) + 1,3 \cdot (1,3) + 0,5 \cdot (-7,2) = -22,19 \text{ kN}$$

$$M_{3DI} = 1,2 \cdot (-14,5) + 1,3 \cdot (-46,3) + 0,5 \cdot (-6,2) = -80,69 \text{ kN.m} \quad (\text{en apoyo superior})$$

$$V_{3DI} = 1,2 \cdot (-1,9) + 1,3 \cdot (-23,2) + 0,5 \cdot (-0,8) = -32,84 \text{ kN} \quad (\text{en apoyo superior})$$

$$M_{3DI} = 1,2 \cdot (-2,8) + 1,3 \cdot (153,5) + 0,5 \cdot (-1,2) = 195,59 \text{ kN.m} \quad (\text{en apoyo inferior})$$

$$V_{3DI} = 1,2 \cdot (-1,9) + 1,3 \cdot (-43,4) + 0,5 \cdot (-0,8) = -59,10 \text{ kN} \quad (\text{en apoyo inferior})$$

$$N_{4ID} = 0,9 \cdot (-16,9) + 1,3 \cdot (17,3) = 7,28 \text{ kN}$$

$$M_{4ID} = 0,9 \cdot (-14,5) + 1,3 \cdot (41,5) = 40,9 \text{ kN.m} \quad (\text{en apoyo superior})$$

$$V_{4ID} = 0,9 \cdot (-1,9) + 1,3 \cdot (9,4) = 10,51 \text{ kN} \quad (\text{en apoyo superior})$$

$$M_{4ID} = 0,9 \cdot (-2,8) + 1,3 \cdot (-97,9) = -129,79 \text{ kN.m} \quad (\text{en apoyo inferior})$$

$$V_{4ID} = 0,9 \cdot (-1,9) + 1,3 \cdot (37,1) = 46,52 \text{ kN} \quad (\text{en apoyo inferior})$$

$$N_{4DI} = 0,9 \cdot (-16,9) + 1,3 \cdot (1,3) = \mathbf{-13,52 \text{ kN}}$$

$$M_{4DI} = 0,9 \cdot (-14,5) + 1,3 \cdot (-46,3) = -73,24 \text{ kN.m} \quad (\text{en apoyo superior})$$

$$V_{4DI} = 0,9 \cdot (-1,9) + 1,3 \cdot (-23,2) = -31,87 \text{ kN} \quad (\text{en apoyo superior})$$

$$M_{4Di} = 0,9 \cdot (-2,8) + 1,3 \cdot (153,5) = \mathbf{197,03 \text{ kN.m}}$$

$$V_{4Di} = 0,9 \cdot (-1,9) + 1,3 \cdot (-43,4) = -58,13 \text{ kN} \quad (\text{en apoyo inferior})$$

Columna C2

$$N_1 = 1,4 \cdot (-42,1) = -58,94 \text{ kN}$$

$$N_2 = 1,2 \cdot (-42,1) + 1,6 \cdot (-18,1) = \mathbf{-79,48 \text{ kN}}$$

$$N_{3ID} = 1,2 \cdot (-42,1) + 1,3 \cdot (24,1) + 0,5 \cdot (-18,1) = -28,24 \text{ kN}$$

$$N_{3DI} = 1,2 \cdot (-42,1) + 1,3 \cdot (39,6) + 0,5 \cdot (-18,1) = -8,09 \text{ kN}$$

$$N_{4ID} = 0,9 \cdot (-42,1) + 1,3 \cdot (24,1) = -6,56 \text{ kN}$$

$$N_{4DI} = 0,9 \cdot (-42,1) + 1,3 \cdot (39,6) = \mathbf{+13,59 \text{ kN}}$$

Columna C3

$$N_1 = 1,4 \cdot (-16,6) = -23,24 \text{ kN}$$

$$M_1 = 1,4 \cdot (15,5) = 21,7 \text{ kN.m.} \quad (\text{en apoyo superior})$$

$$V_1 = 1,4 \cdot (1,9) = 2,66 \text{ kN} \quad (\text{en apoyo superior})$$

$$N_2 = 1,2 \cdot (-16,6) + 1,6 \cdot (-7,1) = \mathbf{-31,28 \text{ kN}}$$

$$M_2 = 1,2 \cdot (15,5) + 1,6 \cdot (6,6) = \mathbf{29,16 \text{ kN.m.}} \quad (\text{en apoyo superior})$$

$$V_2 = 1,2 \cdot (1,9) + 1,6 \cdot (0,8) = 3,56 \text{ kN} \quad (\text{en apoyo superior})$$

$$N_{3ID} = 1,2 \cdot (-16,6) + 1,3 \cdot (11,6) + 0,5 \cdot (-7,1) = -8,39 \text{ kN}$$

$$M_{3ID} = 1,2 \cdot (7,8) + 1,3 \cdot (19,6) + 0,5 \cdot (3,3) = 36,49 \text{ kN.m} \quad (\text{en centro de tramo})$$

$$V_{3ID} = 1,2 \cdot (1,9) + 1,3 \cdot (-1,8) + 0,5 \cdot (0,8) = 0,34 \text{ kN} \quad (\text{en centro de tramo})$$

$$N_{3Di} = 1,2 \cdot (-16,6) + 1,3 \cdot (12) + 0,5 \cdot (-7,1) = \mathbf{-7,87 \text{ kN}}$$

$$M_{3Di} = 1,2 \cdot (7,8) + 1,3 \cdot (-41,5) + 0,5 \cdot (3,3) = \mathbf{-42,94 \text{ kN.m}}$$

$$V_{3Di} = 1,2 \cdot (1,9) + 1,3 \cdot (-1,1) + 0,5 \cdot (0,8) = 1,25 \text{ kN} \quad (\text{en centro de tramo})$$

$$N_{4ID} = 0,9 \cdot (-16,6) + 1,3 \cdot (11,6) = 0,14 \text{ kN}$$

$$M_{4ID} = 0,9 \cdot (7,8) + 1,3 \cdot (19,6) = 32,5 \text{ kN.m} \quad (\text{en centro de tramo})$$

$$V_{4ID} = 0,9 \cdot (1,9) + 1,3 \cdot (-1,8) = -0,63 \text{ kN} \quad (\text{en centro de tramo})$$

$$N_{4Di} = 0,9 \cdot (-16,6) + 1,3 \cdot (12) = \mathbf{0,66 \text{ kN}}$$

$$M_{4Di} = 0,9 \cdot (7,8) + 1,3 \cdot (-41,5) = \mathbf{-46,93 \text{ kN.m}}$$

$$V_{4Di} = 0,9 \cdot (1,9) + 1,3 \cdot (-1,1) = 0,28 \text{ kN} \quad (\text{en centro de tramo})$$

Las solicitaciones momento-normal que se deberán analizar para el dimensionamiento y la verificación están indicados con letra negrita para cada columna.

Enunciado

B) Determinar el factor de longitud efectiva k de de las columnas C1 y C3 para las combinaciones más desfavorables.

De acuerdo a los Comentarios del Capítulo C, se determinará la longitud efectiva de las columnas C1 y C3 mediante el uso del nomograma de la figura C-C.2-2 para la determinación de k .

Además se realizarán las correcciones necesarias de acuerdo a las diferencias que tenga la columna con las condiciones ideales de aplicación del nomograma.

Estando las columnas sujetas a momentos flexores importantes su dimensión estará en general muy influenciada por ellos por lo que la tensión media debida a la fuerza normal de compresión (P_u/A_g) será baja. Por ello no se analiza la corrección por elasticidad pues seguramente resultará $\beta = 1$ en todos los casos.

COMBINACION 1: 1,4 D

- **Columna C1**

$N_1 = 23,66$ kN (compresión)

- **Corrección por giros extremos de la viga.**

Se utiliza la metodología de la Sección C.2 de los Comentarios.

Si aplicamos una carga unitaria horizontal al pórtico desplazable se obtienen los momentos en los nudos superiores (ver Figura Ej.9-5).

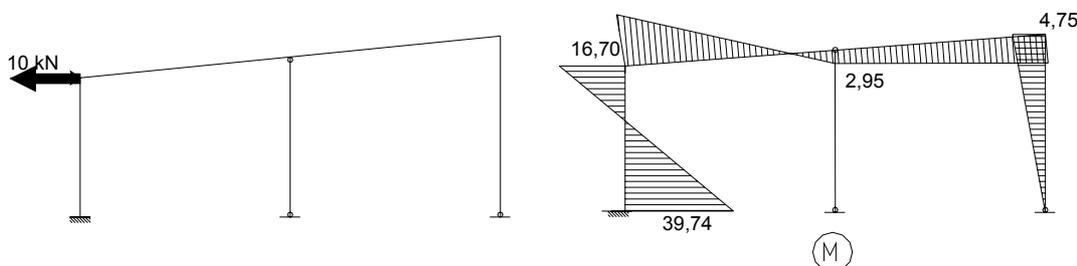


Figura Ej.9-5
Carga unitaria

Se corrige el corrimiento de los nudos a través de una longitud ficticia de la viga:

$$L'_g = L_g \cdot [2 - M_F / M_N]$$

Siendo:

- L'_g = longitud ficticia de la viga
- L_g = longitud real de la viga = 9,055 m
- M_N = Momento extremo más cercano a la columna
- M_F = Momento extremo más alejado a la columna

$$M_N = 16,7$$

$$M_F = 2,95$$

$$\frac{M_F}{M_N} = 0,177$$

$$L'_g = 9,055 \cdot (2 - 0,177) = 16,51 \text{ m}$$

- **Cálculo de k con nomograma C-C.2-2**

Como el apoyo inferior está empotrado $G_A = 1$

El nudo superior tiene un coeficiente G_B que depende de las rigideces relativas de la viga V1 y la columna C1.

Los momento de inercia son: $I_{c1} = 1,5 I$ (columna C1) y $I_{v1} = I$ (viga V1) y las longitudes $L_{c1} = 6 \text{ m}$ y $L_{v1} = L'_g = 16,51 \text{ m}$.

Entonces G_B es igual a:

$$G_B = \frac{\sum \left(\frac{I_c}{L_c} \right)}{\sum \left(\frac{I_g}{L_g} \right)} = \frac{I_{c1} \cdot L_{v1}}{I_{v1} \cdot L_{c1}} = \frac{1,5 \cdot I \cdot 16,51}{I \cdot 6,0} = 4,13$$

El coeficiente k obtenido del nomograma (para desplazamiento lateral permitido, ábaco b) para $G_A=1$ y $G_B=4,13$ es **k=1,64**

- **Columna C3**

$N_3 = 22,19 \text{ kN}$ (compresión)

- **Corrección por giros extremos de la viga.**

Se corrige el corrimiento de los nudos a través de una longitud ficticia de la viga:

$$M_N = -4,75$$

$$M_F = -2,95$$

$$\frac{M_F}{M_N} = 0,62$$

$$L'_g = 9,055 \cdot (2 - 0,62) = 11,23 \text{ m}$$

- **Cálculo de k con ábaco C-C.2-2**

Como el apoyo inferior está articulado $G_A = 10$

El nudo superior tiene un coeficiente G_B que depende de las rigideces relativas de la viga V2 y la columna C3.

Los momento de inercia son: $I_{c3} = 1 I$ (columna C3) y $I_{v2} = I$ (viga V2) y las longitudes $L_{c1} = 6 \text{ m}$ y $L_{v1} = L'_g = 11,23 \text{ m}$.

Entonces G_B es igual a:

$$G_B = \frac{\sum \left(\frac{I_c}{L_c} \right)}{\sum \left(\frac{I_g}{L_g} \right)} = \frac{I_{c1} \cdot L_{v1}}{I_{v1} \cdot L_{c1}} = \frac{.I. 11,23}{I. 6,0} = 1,87$$

El coeficiente k obtenido del nomograma (para desplazamiento lateral permitido, ábaco b) para $G_A=10$ y $G_B=1,87$ es **$k=2,04$**

- **Columna C1 y C3**

- Corrección por diferencia de rigidez y pandeo no simultáneo de las columnas.

Se determina el factor de longitud efectiva corregido por estabilidad k'_i para las columnas C₁ y C₃, utilizando el método del pandeo de piso:

$$k' = \sqrt{\frac{P_e \cdot (\sum P_u)}{P_u \cdot (\sum P_{e2})}} \quad (\text{C - C.2 - 6})$$

Siendo $P_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L^2}$, para la columna que aporta rigidez lateral analizada

I = momento de inercia de columna rígida

L = altura de piso

P_{ui} = resistencia requerida a compresión axil para la columna rígida i

$P_{u2} = 58,94$ (Para C₂) columna sin rigidez lateral

$P_{ui} = N_1 = 23,66$ kN (para C1) ; $P_{ui} = N_3 = 23,24$ kN (para C3)

$\sum P_u$ = resistencia a compresión axil para todas las columnas del piso

$\sum P_u = 23,66 + 58,94 + 23,24 = 105,84$ kN

$\sum P_{e2} = \sum (A_g \cdot F_y \cdot (10^{-1}) / \lambda_c^2) = \sum \{\pi^2 \cdot E \cdot I \cdot 10^{-1} / (k \cdot L)^2\}$, donde λ_c es el factor de esbeltez adimensional, calculado usando el factor de longitud efectiva k en el plano de flexión. k se determinará para el pórtico no arriostrado según lo especificado en la Sección C.2.2.

Para la C1, el factor corregido resulta:

$$P_e = \frac{\pi^2 \cdot 200\,000 \cdot 1,5 \cdot I}{600^2} \cdot 10^{-1} = 0,8225 \cdot I$$

$$\sum P_{e2} = \frac{\pi^2 \cdot 200\,000 \cdot 1,5 \cdot I}{(1,64 \cdot 600)^2} \cdot 10^{-1} + \frac{\pi^2 \cdot 200\,000 \cdot I}{(2,04 \cdot 800)^2} \cdot 10^{-1} = 0,3799 \cdot I$$

$$k'_{C1} = \sqrt{\frac{0,8225 \cdot I \cdot 105,84}{23,66 \cdot 0,3799 \cdot I}} = 3,11$$

Para la C3, resulta entonces:

$$P_e = \frac{\pi^2 \cdot 200\,000 \cdot 1,0 \cdot I}{800^2} \cdot 10^{-1} = 0,3084 \cdot I$$

$$\Sigma P_{e2} = 0,3799 \cdot I$$

$$k'_{C3} = \sqrt{\frac{0,3084 \cdot I}{23,24} \cdot \frac{105,84}{0,3799 \cdot I}} = 1,923$$

COMBINACION 2: 1,2 D + 1,6 L_r

Se conserva la misma relación de cargas P_{ui} , por lo tanto la obtención del factor corregido será el mismo.

COMBINACION 3: 1,2 D + 1,3 W + 0,5 L_r (con viento I.D.)

- Corrección por diferencia de rigidez y pandeo no simultáneo de las columnas.

$P_{u2} = 24,24$ (Para C_2) columna sin rigidez lateral

$P_{ui} = N_1 = 1,39$ kN (para C_1) ; $P_{ui} = N_3 = 8,39$ kN (para C_3)

$\Sigma P_u = 1,39 + 28,24 + 8,39 = 38,02$ kN

Para la C1, el factor corregido resulta:

$$P_e = \frac{\pi^2 \cdot 200\,000 \cdot 1,5 \cdot I}{600^2} \cdot 10^{-1} = 0,8225 \cdot I$$

$$\Sigma P_{e2} = \frac{\pi^2 \cdot 200\,000 \cdot 1,5 \cdot I}{(1,64 \cdot 600)^2} \cdot 10^{-1} + \frac{\pi^2 \cdot 200\,000 \cdot I}{(2,04 \cdot 800)^2} \cdot 10^{-1} = 0,3799 \cdot I$$

$$k'_{C1} = \sqrt{\frac{0,8225 \cdot I}{1,39} \cdot \frac{38,02}{0,3799 \cdot I}} = 7,7$$

Para la C3, resulta entonces:

$$P_e = \frac{\pi^2 \cdot 200\,000 \cdot 1,0 \cdot I}{800^2} \cdot 10^{-1} = 0,3084 \cdot I$$

$$\Sigma P_{e2} = 0,3799 \cdot I$$

$$k'_{C3} = \sqrt{\frac{0,3084 \cdot I}{8,39} \cdot \frac{38,02}{0,3799 \cdot I}} = 1,92$$

COMBINACION 3: 1,2 D + 1,3 W + 0,5 L_r (con viento D.I.)

- Corrección por diferencia de rigidez y pandeo no simultáneo de las columnas.

$P_{u2} = 8,09$ (Para C_2) columna sin rigidez lateral

$P_{ui} = N_1 = 22,19$ kN (para $C1$) ; $P_{ui} = N_3 = 7,87$ kN (para $C3$)

$\Sigma P_u = 22,19 + 8,09 + 7,87 = 38,15$ kN

Para la $C1$, el factor corregido resulta:

$$P_e = \frac{\pi^2 \cdot 200\,000 \cdot 1,5 \cdot I}{600^2} \cdot 10^{-1} = 0,8225 \cdot I$$

$$\Sigma P_{e2} = 0,3799 \cdot I$$

$$k'_{C1} = \sqrt{\frac{0,8225 \cdot I}{22,19} \cdot \frac{38,15}{0,3799 \cdot I}} = 1,93$$

Para la $C3$, resulta entonces:

$$P_e = \frac{\pi^2 \cdot 200\,000 \cdot 1,0 \cdot I}{800^2} \cdot 10^{-1} = 0,3084 \cdot I$$

$$\Sigma P_{e2} = 0,3799 \cdot I$$

$$k'_{C3} = \sqrt{\frac{0,3084 \cdot I}{7,87} \cdot \frac{38,15}{0,3799 \cdot I}} = 1,98$$

EJEMPLO N°10

Columna sometida a compresión centrada
Aplicación Capítulos B, E y Apéndice B.

Enunciado

Dimensionar la columna C2 del Ejemplo N°9 con las siguientes alternativas de sección:

- Perfil doble te IPB
- Tubo estructural cuadrado
- Sección armada cuadrada con elementos esbeltos.

El acero tiene $F_y=235$ MPa y $F_u=370$ MPa.

Del ejemplo N°9 la mayor compresión resulta de la combinación (A.4-3) siendo $N_u=79,48$ kN. La columna es biarticulada en ambos sentidos: $k_y = k_x = 1$, y $L_{px} = L_{py} = 700$ cm.

Alternativa a). Perfil Doble te.

Se prefija $\lambda=120$.

Por lo tanto el radio de giro mínimo debe ser:

$$r_{\min} = \frac{k.L}{\lambda} = \frac{1.700}{120} = 5,83 \text{ cm}$$

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{k.L}{r} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{E.2 - 4})$$

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \cdot 120 \cdot \sqrt{\frac{235}{200000}} = 1,309 < 1,5$$

Se supone $Q=1$ (sección no esbelta)

Como $\lambda_c < 1,5$ la tensión crítica se determina de la siguiente manera:

$$F_{cr} = \left(0,658^{\lambda_c^2}\right) F_y \quad (\text{E.2 - 2})$$

$$F_{cr} = \left(0,658^{1,309^2}\right) 235 = 114,71 \text{ MPa}$$

De acuerdo a Sección E.2., la resistencia de diseño a compresión para pandeo flexional resulta $\phi_c \cdot P_n$, dónde:

$$\begin{aligned} \phi_c &= 0,85 \\ P_n &= F_{cr} \cdot A_g \cdot (10^{-1}) \end{aligned} \quad (\text{E.2-1})$$

Entonces debe ser

$$R_d = \phi_c \cdot P_n = 0,85 \cdot 114,71 \cdot A_g \cdot 0,1 = N_u = 79,48 \text{ kN y}$$

$$A_g = \frac{79,48}{0,85 \cdot 114,71 \cdot 0,1} \cong 8,2 \text{ cm}^2$$

No existe un perfil IPB con radio de giro similar al mínimo con área tan pequeña. Entonces se aumenta la esbeltez de diseño.

Para $\lambda=200$ (máximo según Sección B.7).

$$r_{\min} = \frac{k.L}{\lambda} = \frac{1.700}{200} = 3,50 \text{ cm}$$

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \cdot 200 \cdot \sqrt{\frac{235}{200000}} = 2,18 > 1,5$$

Se elige entonces un **perfil IPB140** con $A_g = 43 \text{ cm}^2$ (Área del perfil) y $r_{\min} = 3,58$ (radio de giro alrededor del eje mínimo).

La esbeltez resulta:

$$\lambda = \frac{k_x.L}{r_{\min}} = \frac{1.700}{3,58} = 196 < 200 \quad \text{VERIFICA Sección B.7}$$

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \cdot 196 \cdot \sqrt{\frac{235}{200000}} = 2,14 > 1,5$$

Se supone $Q=1$ (Sección no esbelta)

Como $\lambda_c > 1,5$ la tensión crítica se determina de la siguiente manera:

$$F_{cr} = \left(\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right) \cdot F_y \quad (\text{E.2 - 3})$$

$$F_{cr} = \left(\frac{0,877}{2,14^2} \right) \cdot 235 = 45,0 \text{ MPa}$$

$$R_d = \phi_c \cdot P_n = 0,85 \cdot 45,0 \cdot 43 \cdot 0,1 = 164,5 \text{ kN} > N_u = 79,48 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA}$$

Se verifica que $Q=1$, calculando las relaciones ancho-espesor de ala y ala.

$$\lambda_f = \frac{b}{t} = \frac{70}{12} = 5,83 \quad \text{esbeltez del ala}$$

De acuerdo a Tabla B.5-1 (*), para el caso 4

$$\lambda_r = \frac{250}{\sqrt{F_y}} = \frac{250}{\sqrt{235}} = 16,31 > 5,83$$

Por lo tanto al ser $\lambda_f < \lambda_r$, el ala no es esbelta

$$\lambda_w = \frac{h}{t} = \frac{(140 - 4 \cdot 12)}{7} = 13,14 \quad \text{esbeltez del alma}$$

De acuerdo a Tabla B.5-1 (*), para el caso 12

$$\lambda_r = \frac{665}{\sqrt{F_y}} = \frac{665}{\sqrt{235}} = 43,38 > 13,14$$

Por lo tanto al ser $\lambda_w < \lambda_r$, el alma no es esbelta y la sección **NO ES ESBELTA**, por lo tanto, el coeficiente $Q=1$.

Se adopta IPB140

Peso/metro: 0,337 kN.

Alternativa b). Tubo estructural

Se adopta tubo 110x110x6,35 mm con $A_g = 26,327 \text{ cm}^2$ (área del perfil) y $r_{\min} = 4,239$ (radio de giro alrededor del eje mínimo).

La esbeltez resulta:

$$\lambda = \frac{k_x \cdot L}{r_{\min}} = \frac{1.700}{4,239} = 165 < 200 \quad \text{VERIFICA Sección B.7}$$

Se supone $Q=1$

$$F_{cr} = \left(\frac{0,877}{1,80^2} \right) \cdot 235 = 63,61 \text{ MPa} \quad (\text{E.2 - 3})$$

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \cdot 165 \cdot \sqrt{\frac{235}{200000}} \cong 1,80 > 1,5 \quad (\text{E.2 - 4})$$

$$R_d = \phi_c \cdot P_n = 0,85 \cdot 63,61 \cdot 26,327 \cdot 0,1 = 142,35 \text{ kN} > N_u = 79,48 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA}$$

Adoptando el mismo tubo pero de espesor menor $e=4$ mm, siendo $A_g = 16,96 \text{ cm}^2$ (área del perfil) y $r_{\min} = 4,33$ (radio de giro alrededor del eje mínimo).

La esbeltez resulta:

$$\lambda = \frac{k_x \cdot L}{r_{\min}} = \frac{1.700}{4,33} = 162 < 200 \quad \text{VERIFICA Sección B.7}$$

Se supone $Q=1$

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \cdot 162 \cdot \sqrt{\frac{235}{200000}} = 1,77 > 1,5$$

$$F_{cr} = \left(\frac{0,877}{1,77^2} \right) \cdot 235 = 65,78 \text{ MPa}$$

$$R_d = \phi_c \cdot P_n = 0,85 \cdot 65,78 \cdot 16,96 \cdot 0,1 = 94,83 \text{ kN} > N_u = 79,48 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA}$$

Se verifica que $Q=1$, calculando las relaciones ancho-espesor

$$\lambda_w = \frac{h}{t} = \frac{(110 - 3.4)}{4} = 24,5 \quad \text{esbeltez de ala y alma}$$

De acuerdo a tabla B.5-1 (*), para el caso 12

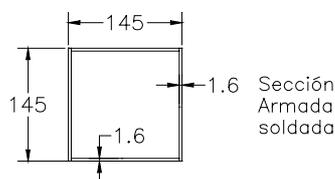
$$\lambda_r = \frac{625}{\sqrt{F_y}} = \frac{625}{\sqrt{235}} = 40,77 > 24,5$$

Por lo tanto al ser $\lambda_w < \lambda_r$, ala y alma no son esbeltas y la sección NO ES ESBELTA. Luego $Q=1$.

Se adopta tubo cuadrado 110x110x4 mm
Peso/metro: 0,1323 kN.

Alternativa c). Sección cajón armada soldada.

Se adopta.

**Figura Ej.10-1**

Se determinan las propiedades mecánicas.

$$A_g = (14,5 \cdot 0,16 \cdot 2 + 14,18 \cdot 0,16 \cdot 2) = 9,18 \text{ cm}^2$$

$$I = \left[\frac{14,5^4}{12} - \frac{14,18^4}{12} \right] = 314,6 \text{ cm}^4$$

$$r = \left(\frac{314,6}{9,18} \right)^{\frac{1}{2}} = 5,855 \text{ cm}$$

La esbeltez resulta:

$$\lambda = \frac{k \cdot L}{r_{\min}} = \frac{1 \cdot 700}{5,855} = 119,6 < 200 \quad \text{VERIFICA Sección B.7}$$

Se verifica la esbeltez local. De acuerdo al caso 12 de la Tabla B.5-1

$$\lambda_r = \frac{665}{\sqrt{F_y}} = \frac{665}{\sqrt{235}} = 43,38$$

$$\lambda_w = \lambda_f = \frac{14,34}{0,16} = 89,6 > 43,38 \text{ por lo tanto la sección es esbelta}$$

De acuerdo a Sección A-B.5.3.b (Elementos comprimidos rigidizados) se determinará el ancho efectivo. Cuando

$$\left(\frac{b}{t} \right) \geq \frac{665}{\sqrt{f}}$$

siendo

f = tensión de compresión elástica calculada en el elemento rigidizado (MPa) según Sección A-B.5.3.c

b = ancho real de un elemento comprimido

t = espesor del elemento

el ancho efectivo resulta de aplicar la ecuación:

$$b_e = \frac{855 \cdot t}{\sqrt{f}} \cdot \left[1 - \frac{150}{\left(\frac{b}{t}\right) \cdot \sqrt{f}} \right] \quad (\text{A - B.5 - 11})^*$$

Se determinará el factor de reducción Q_a de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$Q_a = \frac{\text{Area efectiva } (A_{ef})}{\text{Area Bruta } (A_g)} \quad (\text{A - B.5 - 14})$$

*Se procederá en forma iterativa, se fija un valor de $Q_a=0,85$; luego de acuerdo a la ecuación

$$Q = Q_s \cdot Q_a \quad (\text{A - B.5- 17})$$

Para $Q_s = 1$ (por ser elementos rigidizados), resulta $Q = 0,85 \cdot 1 = 0,85$

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \cdot 119,6 \cdot \sqrt{\frac{235}{200000}} = 1,305$$

Para $\sqrt{Q} \lambda_c = \sqrt{0,85} \cdot 1,305 = 1,203 < 1,5$

$$F_{cr} = Q \cdot (0,658^{Q \cdot \lambda_c^2}) F_y \quad (\text{A-E.3-2})$$

$$F_{cr} = 0,85 \cdot (0,658^{1,203^2}) \cdot 235 \cong 109 \text{ MPa}$$

Para determinar el ancho efectivo $f = \phi_c \cdot F_{cr} = 0,85 \cdot 109 = 92,65 \text{ MPa}$

$$\left(\frac{b}{t}\right) = 89,60 \geq \frac{665}{\sqrt{f}} = \frac{665}{\sqrt{92,65}} = 69,1$$

luego;

$$b_e = \frac{855 \cdot 0,16}{\sqrt{92,65}} \cdot \left[1 - \frac{150}{89,6 \cdot \sqrt{92,65}} \right] = 11,74 \text{ cm} < b = 14,34 \text{ cm}$$

El área efectiva reducida es:

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_e) \cdot t = 9,18 - 4 \cdot (14,34 - 11,74) \cdot 0,16 = 7,52 \text{ cm}^2.$$

y el factor de reducción

$$Q_a = \frac{7,52}{9,18} \cong 0,82 \neq 0,85$$

* Se procede entonces a un segundo tanteo $Q_a = 0,83$; $Q = Q_a \cdot Q_s = 0,83 \cdot 1 = 0,83$

Para $\sqrt{Q} \lambda_c = \sqrt{0,83} \cdot 1,305 = 1,189 < 1,5$

$$F_{cr} = 0,83 \cdot (0,658^{1,189^2}) \cdot 235 \cong 107,94 \text{ MPa}$$

Para determinar el ancho efectivo $f = \phi_c \cdot F_{cr} = 0,85 \cdot 107,94 = 91,75 \text{ MPa}$

$$\left(\frac{b}{t}\right) = 89,60 \geq \frac{665}{\sqrt{f}} = \frac{665}{\sqrt{91,75}} = 69,43$$

$$b_e = \frac{855 \cdot 0,16}{\sqrt{91,75}} \cdot \left[1 - \frac{150}{89,6 \cdot \sqrt{91,75}} \right] = 11,79 \text{ cm} < b = 14,34 \text{ cm}$$

El área efectiva reducida es:

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_e) \cdot t = 9,18 - 4 \cdot (14,34 - 11,79) \cdot 0,16 = 7,55 \text{ cm}^2.$$

y el factor de reducción

$$Q_a = \frac{7,55}{9,18} \cong 0,82 \cong 0,83$$

Se adopta $Q_a = 0,82$

$$\text{Para } \sqrt{Q} \lambda_c = \sqrt{0,82} \cdot 1,305 = 1,182 < 1,5$$

$$F_{cr} = 0,82 \cdot \left(0,658^{1,182^2} \right) 235 \cong 107,38 \text{ MPa}$$

Se determina la resistencia de diseño de acuerdo a Sección A-E-3, $\phi_c \cdot P_n$,
dónde:

$$\begin{aligned} \phi_c &= 0,85 \\ P_n &= F_{cr} \cdot A_g \cdot (10^{-1}) \end{aligned} \quad (\text{A-E.3-1})$$

Entonces

$$R_d = \phi_c \cdot P_n = 0,85 \cdot 107,38 \cdot 9,18 \cdot 0,1 = 83,79 \text{ kN} > N_u = 79,48 \text{ kN}$$

VERIFICA

Se adopta Sección armada 145x145x1,6

Peso / metro: 0,071 KN.

EJEMPLO N°11

Columna armada del Grupo IV (con celosías) sometida a:

A) Compresión axil, B) Flexocompresión

Aplicación Capítulos B, E y Apéndice E

A) Enunciado:

Verificar una columna armada sometida a una compresión axil $P_u=600$ kN. La sección está formada por dos perfiles PNU160 unidos por celosías planas soldadas (diagonales de perfiles ángulos 25,4x25,4x3.2). El acero del perfil PNU y de los perfiles ángulos tiene $F_y=235$ MPa y $F_u=370$ MPa.

La altura de la columna es de 600 cm y se encuentra biarticulada con extremos indesplazables para el pandeo alrededor del eje x-x ($k_x=1$) y empotrada-libre para el pandeo alrededor del eje y-y ($k_y=2$). (ver Figura Ej.11-1)

La columna tiene la siguiente configuración:

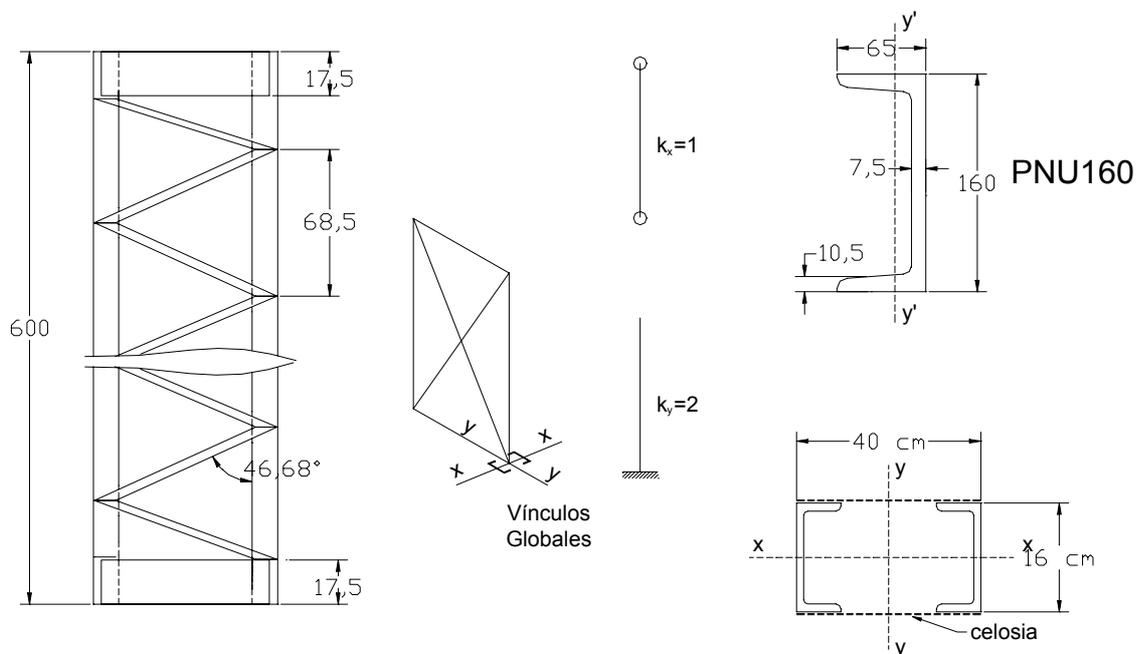


Figura Ej.11-1

Los datos del PNU 160 son:

$$A_{g1} = 24 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 925 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 6,21 \text{ cm}$$

$$e_x = 1,84 \text{ cm}$$

$$I_y = 85,3 \text{ cm}^4$$

$$r_y = 1,89 \text{ cm}$$

Area del perfil

Momento de inercia alrededor de x-x

radio de giro alrededor de x-x

distancia del centro de gravedad del perfil PNU al borde del alma

Momento de inercia alrededor de y'-y'

radio de giro alrededor de y'-y'.

Los datos del perfil ángulo son:

$$A_g = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$r_{\min} = 0,47 \text{ cm}$$

Area del perfil

radio de giro alrededor del eje mínimo.

1) Verificación de los cordones

Por ser $\alpha < 60^\circ$ según E.4.3, Grupo IV (5), no son aplicables especificaciones de E.4. Se aplica Apéndice E, Sección A-E.4.

1.a.- Verificación alrededor del eje x-x (material) (Sección A-E.4.2(a))

La esbeltez alrededor del eje x-x (λ_x) resulta:

$$\lambda_x = \frac{k_x \cdot L_x}{r_x} = \frac{1 \cdot 600}{6,21} = 96,62 < 200 \quad \text{VERIFICA Sección B.7}$$

De acuerdo a Sección E.2., la resistencia de diseño a compresión para pandeo flexional resulta $\phi_c \cdot P_n$, dónde:

$$\begin{aligned} \phi_c &= 0,85 \\ P_n &= F_{cr} \cdot A_g \cdot (10^{-1}) \end{aligned} \quad (\text{E.2-1})$$

Se calculan las relaciones ancho-espesor de alma y ala para determinar el tipo de sección

$$\lambda_f = \frac{b}{t} = \frac{65}{10,5} = 6,19 \quad \text{esbeltez del ala}$$

De acuerdo a tabla B.5-1 (*), para el caso 4

$$\lambda_r = \frac{250}{\sqrt{F_y}} = \frac{250}{\sqrt{235}} = 16,31 > 6,19$$

Por lo tanto al ser $\lambda_f < \lambda_r$, el ala no es esbelta.

$$\lambda_w = \frac{h}{t} = \frac{(160 - 4 \cdot 10,5)}{7,5} = 15,73 \quad \text{esbeltez del alma}$$

De acuerdo a tabla B.5-1 (*), para el caso 12 (almas comprimidas)

$$\lambda_r = \frac{665}{\sqrt{F_y}} = \frac{665}{\sqrt{235}} = 43,38 > 15,73$$

Por lo tanto al ser $\lambda_w < \lambda_r$, el alma no es esbelta y la sección NO ES ESBELTA.

Por lo tanto, el coeficiente $Q=1$.

Se determina el factor de esbeltez adimensional (λ_c) de acuerdo a la siguiente ecuación

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{k \cdot L}{r} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{E.2-4})$$

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \cdot 96,62 \cdot \sqrt{\frac{235}{200000}} = 1,054$$

Como $\lambda_c < 1,5$ la tensión crítica se determina de la siguiente manera:

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (\text{E.2-2})$$

$$F_{cr} = (0,658^{1,054^2}) 235 = 147,62 \text{ MPa}$$

Entonces la resistencia de diseño resulta:

$$R_d = 0,85 \cdot 147,62 \cdot (24 \cdot 2) \cdot 0,1 = 602,29 \text{ kN.} > P_u = 600 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA}$$

1.b.- Verificación alrededor del eje y-y (eje libre)

El momento de inercia alrededor del eje y-y resulta de acuerdo al teorema de Steiner

$$I_y = (85,3 + 24 \cdot (20 - 1,84)^2) \cdot 2 = 16\,000 \text{ cm}^4$$

y el radio de giro $r_y = 18,257 \text{ cm}$

De acuerdo a la Sección A-E.4.2.1.(a) la esbeltez modificada de la columna armada es igual a:

$$\lambda_m = \sqrt{\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_0^2 + \lambda_1^2}$$

El término λ_1 es un valor auxiliar relacionado con la rigidez a corte de la celosía de enlace y se obtiene de acuerdo a la Figura A-E.4-2, de acuerdo a la geometría de la celosía. En nuestro caso vale:

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot A_g \cdot d^3}{n_o \cdot A_d \cdot a \cdot h^2}}$$

Siendo $A_g =$ sección bruta total de la barra armada $= 2 \cdot 24 = 48 \text{ cm}^2$

$d =$ longitud de la diagonal $= 49,90 \text{ cm}$

$n_o =$ número de planos de celosía $= 2$

$A_d =$ sección bruta de la diagonal $= 1,5 \text{ cm}^2$

$a = 68,5 \text{ cm}$

$h = 40 - 2 \cdot 1,84 = 36,32 \text{ cm}$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 48 \cdot 49,90^3}{2 \cdot 1,5 \cdot 68,5 \cdot 36,32^2}} \cong 21$$

Entonces la esbeltez λ_m resulta

$$\lambda_m = \sqrt{\left(\frac{2 \cdot 600}{18,25}\right)^2 + 21^2} \cong 69$$

Para determinar la resistencia de diseño se aplica la metodología de la Sección A-E.4.2.1. Cada cordón PNU tendrá un esfuerzo requerido igual a

$$P_{u1} = \frac{P_u}{n} + \frac{M_s}{n_1 \cdot h} \quad (\text{A - E.4 - 1})$$

siendo:

$P_u =$ carga axial requerida $= 600 \text{ KN}$

$n =$ número de barras de la columna armada $= 2$

$n_1 =$ número de barras del cordón $= 1$

$h =$ distancias entre centros de gravedad $= 36,32 \text{ cm}$

$$M_s = \frac{P_u \cdot e_o}{1 - \frac{P_u}{P_{c.m.}}} \cdot (10^{-2}) \quad (\text{A - E.4 - 2})$$

$$e_o = \frac{k \cdot L}{500} = \frac{2 \cdot 600}{500} = 2,4 \text{ cm (deformación inicial)}$$

$$P_{c.m.} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A_g}{\lambda_m^2} \cdot (10^{-1}) \quad (\text{A - E.4 - 3})$$

$$P_{c.m.} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 24 \cdot 2}{69^2} \cdot (10^{-1}) \cong 1990 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{600 \cdot 2,4}{1 - \frac{600}{1990}} \cdot (10^{-2}) = 20,62 \text{ kN.m.}$$

Entonces la resistencia requerida resulta

$$P_{u1} = \frac{600}{2} + \frac{20,62 \cdot 100}{1 \cdot 36,32} = 356,77 \text{ kN}$$

La resistencia de diseño local de la barra es igual a: $P_{d1} = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_{g1} \cdot (10^{-1})$ siendo $\phi_c = 0,85$ y F_{cr} se obtiene de acuerdo a E.2. con el factor de esbeltez λ_{c1} obtenido de acuerdo a:

$$\lambda_{c1} = \left(\frac{L_1}{r_1} \right) \cdot \frac{1}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

con $L_1 = a = 68,5 \text{ cm}$
 $r_1 = \text{radio de giro mínimo del cordón} = r_y = 1,89 \text{ cm}$

Entonces

$$\lambda_{c1} = \left(\frac{68,5}{1,89} \right) \cdot \frac{1}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{235}{200000}} = 0,40 < 1,5$$

$$F_{cr} = \left(0,658^{0,40^2} \right) \cdot 235 = 219,8 \text{ MPa}$$

Entonces la resistencia de diseño resulta:

$$P_{d1} = 0,85 \cdot 219,8 \cdot (24) \cdot 0,1 = 448,4 \text{ kN.} > P_{u1} = 356,53$$

VERIFICA

2) Verificación de las barras de celosía

De acuerdo a sección A-E.4.2.1(b), se verifican las diagonales con una fuerza V_{eu} igual a:

$$V_{eu} = \beta \cdot P_u \quad (\text{A-E.4-4})$$

con:

$$\beta = \frac{\pi}{400} \cdot \left[\frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_{c.m}}} \right] = \frac{\pi}{400} \cdot \left[\frac{1}{1 - \frac{600}{1990}} \right] = 0,0112$$

Por lo tanto: $V_{eu} = 0,0112 \cdot 600 = 6,72$ kN

El esfuerzo que solicita a la diagonal es:

$$D_u = \frac{V_{eu}}{2 \cdot \cos(\alpha)} = \frac{6,72}{2 \cdot \cos(46,68)} = 4,9 \text{ kN}$$

Se calcula la resistencia de diseño del perfil ángulo

La longitud de la diagonal es $d = 49,90$ cm

De Sección C.2.3 Figura C.2-4 Caso 3 observación (3) suponiendo $\lambda_c > 0,8 \rightarrow k=1$

La esbeltez es igual a

$$\lambda_d = \frac{k \cdot L}{r_{\min}} = \frac{1 \cdot 49,90}{0,47} = 106,2 < \mathbf{200} \quad \text{Verifica Sección B - 7}$$

Se determina el factor de esbeltez adimensional (λ_c) de acuerdo a la siguiente ecuación

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{k \cdot L}{r} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{E.2 - 4})$$

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \cdot 106,2 \cdot \sqrt{\frac{235}{200000}} = 1,16 > 0,8, \text{ por lo tanto } k = 1 \text{ (ver Sección C.2.3.(4))}$$

Como $\lambda_c < 1,5$ la tensión crítica se determina de la siguiente manera:

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (\text{E.2 - 2})$$

$$F_{cr} = (0,658^{1,16^2}) 235 = 133,81 \text{ MPa}$$

Entonces la resistencia de diseño resulta:

$$R_d = 0,85 \cdot 133,81 \cdot 1,5 \cdot 0,1 = 17,06 \text{ kN.} > D_u = 4,9 \text{ kN}$$

VERIFICA

3) Dimensionamiento de las presillas extremas (superior e inferior)

De acuerdo a Sección A-E.4.3.1(a), en los extremos de la barra armada se dispondrán presillas que cumplan con la siguiente condición:

$$\frac{n \cdot I_p}{h} \geq \frac{10 \cdot I_1}{a} \quad (\text{A - E.4 - 12})$$

siendo: $n =$ planos de presillas = 2
 $I_p =$ momento de inercia de una presilla en su plano
 $I_1 =$ momento de inercia del cordón con respecto al eje paralelo al eje libre
 analizado = $85,3 \text{ cm}^4$
 $a = 68,5 \text{ cm}$
 $h = 36,32 \text{ cm}$

Por lo tanto despejando el término I_p se obtiene:

$$I_p \geq \frac{10 \cdot I_1 \cdot h}{n \cdot a} = \frac{10 \cdot 85,3 \cdot 36,32}{2 \cdot 68,5} = 226,2 \text{ cm}^4$$

Fijando un espesor de la presilla $t=0,635 \text{ cm}$, entonces

$$h = \sqrt[3]{\frac{I_p \cdot 12}{t}} = \sqrt[3]{\frac{226,2 \cdot 12}{0,635}} = 16,23 \text{ cm} : \text{ altura de la presilla}$$

Por lo tanto se adopta presillas de $175 \times 6,35 \text{ mm}$

Para completar la verificación quedaría por verificar la unión soldada de las diagonales a los cordones.

B) Enunciado

Verificar una columna armada sometida a una flexocompresión con $P_u=300 \text{ kN}$, $M_u= 75 \text{ kN.m}$. y $V_u = 10 \text{ kN}$. Las dimensiones de la columna y el material son iguales al caso A)-Ver Figura Ej.11-1.

1) Verificación de los cordones

Por ser $\alpha < 60^\circ$ según E.4.3, Grupo IV (5), no son aplicables especificaciones de E.4. Se aplica Apéndice E, Sección A-E.4.

1.a.- Verificación alrededor del eje x-x (material) (Sección A-E.4.2(a))

Es igual que para el caso A.

1.b.- Verificación alrededor del eje y-y (eje libre)

El momento de inercia alrededor del eje y-y resulta de acuerdo al teorema de Steiner

$$I_y = (85,3 + 24 \cdot (20 - 1,84)^2) \cdot 2 = 16\,000 \text{ cm}^4$$

y el radio de giro $r_y= 18,257 \text{ cm}$

De acuerdo a la Sección A-E.4.2.1.(a) la esbeltez modificada de la columna armada es igual a:

$$\lambda_m = \sqrt{\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_0^2 + \lambda_1^2}$$

El término λ_1 es un valor auxiliar relacionado con la rigidez a corte de la celosía de enlace y se obtiene de acuerdo a la Figura A-E.4-2, de acuerdo a la geometría de la celosía. En nuestro caso vale:

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot A_g \cdot d^3}{n_o \cdot A_d \cdot a \cdot h^2}}$$

Siendo A_g = sección bruta total de la barra armada = $2 \cdot 24 = 48 \text{ cm}^2$

d = longitud de la diagonal = 49,90 cm

n_o = número de planos de celosía = 2

A_d = sección bruta de la diagonal = $1,5 \text{ cm}^2$

a = 68,5 cm

h = $40 - 2 \cdot 1,84 = 36,32 \text{ cm}$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 48 \cdot 49,90^3}{2 \cdot 1,5 \cdot 68,5 \cdot 36,32^2}} \cong 21$$

Entonces la esbeltez λ_m resulta

$$\lambda_m = \sqrt{\left(\frac{2 \cdot 600}{18,25}\right)^2 + 21^2} \cong 69$$

Para determinar la resistencia de diseño se aplica la metodología de la Secciones A-E.4.2.1 y A-E.6. Cada cordón PNU tendrá un esfuerzo requerido igual a

$$P_{u1} = \frac{P_u}{n} + \frac{M_s}{n_1 \cdot h} \quad (\text{A - E.4 - 1})$$

siendo: P_u = carga axial requerida = 300 kN
 n = número de barras de la columna armada = 2
 n_1 = número de barras del cordón = 1
 h = distancias entre centros de gravedad = 36,32 cm

$$M_s = \frac{(P_u \cdot e_o + M_u)}{1 - \frac{P_u}{P_{c.m.}}} \quad (\text{A - E.6 - 1})$$

$$e_o = \frac{k \cdot L}{500} = \frac{2 \cdot 600}{500} = 2,4 \text{ cm} \quad (\text{deformación inicial})$$

$$P_{c.m.} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A_g}{\lambda_m^2} \cdot (10^{-1}) \quad (\text{A - E.4 - 3})$$

$$P_{c.m.} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 24 \cdot 2}{69^2} \cdot (10^{-1}) \cong 1990 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{300 \cdot 2,4 \cdot 10^{-2} + 75}{1 - \frac{300}{1990}} = 96,79 \text{ kN.m.}$$

Entonces la resistencia requerida resulta

$$P_{u1} = \frac{300}{2} + \frac{96,79 \cdot 100}{1.36,32} = 416,5 \text{ kN}$$

La resistencia de diseño local de la barra es igual a: $P_{d1} = \phi_c \cdot F_{cr} A_{g1} \cdot (10^{-1})$, siendo $\phi_c = 0,85$ y F_{cr} se obtiene de acuerdo a E.2 con el factor de esbeltez λ_{c1} obtenido de acuerdo a:

$$\lambda_{c1} = \left(\frac{L_1}{r_1} \right) \cdot \frac{1}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

con $L_1 = a = 68,5 \text{ cm}$
 $r_1 = \text{radio de giro mínimo del cordón} = r_y = 1,89 \text{ cm}$

Entonces

$$\lambda_{c1} = \left(\frac{68,5}{1,89} \right) \cdot \frac{1}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{235}{200000}} = 0,395 < 1,5$$

$$F_{cr} = \left(0,658^{0,395^2} \right) 235 = 220,1 \text{ MPa}$$

Entonces la resistencia de diseño resulta:

$$P_{c1} = 0,85 \cdot 220,1 \cdot (24) \cdot 0,1 = 449,0 \text{ kN} > P_{u1} = 416,5$$

VERIFICA

2) Verificación de las barras de celosía

De acuerdo a las Secciones A-E.4.2.1(b) y A-E.6, se verifican las diagonales con una fuerza V_{eu} igual a:

$$V_{eu} = \beta \cdot P_u + V_u \quad (\text{A-E.6-2})$$

con:

$$\beta = \frac{\pi}{400} \cdot \left[\frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_{c,m}}} \right] = \frac{\pi}{400} \cdot \left[\frac{1}{1 - \frac{300}{1990}} \right] = 0,0093$$

$$\text{Por lo tanto: } V_{eu} = 0,0093 \cdot 300 + 10 = 12,79 \text{ kN}$$

El esfuerzo que solicita a la diagonal es:

$$D_u = \frac{V_{eu}}{2 \cdot \cos(\alpha)} = \frac{12,79}{2 \cdot \cos(46,68)} = 9,32 \text{ kN}$$

Se calcula la resistencia de diseño del perfil ángulo

La longitud de la diagonal es $d = 49,90 \text{ cm}$.

De Sección C.2.3 Figura C.2-4 Caso 3 observación (3), suponiendo $\lambda_c > 0,8 \rightarrow k=1$

La esbeltez es igual a

$$\lambda_d = \frac{k.L}{r_{\min}} = \frac{1 \cdot 49,90}{0,47} = 106,2 > 200 \quad \text{Verifica Sección B - 7}$$

Se determina el factor de esbeltez adimensional (λ_c) de acuerdo a la siguiente ecuación

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{k \cdot L}{r} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{E.2 - 4})$$

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \cdot 106,2 \cdot \sqrt{\frac{235}{200000}} = 1,16 > 0,8, \text{ por lo tanto } k = 1 \text{ (ver sección C.2.3.(4))}$$

Como $\lambda_c < 1,5$ la tensión crítica se determina de la siguiente manera:

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (\text{E.2 - 2})$$

$$F_{cr} = (0,658^{1,16^2}) 235 = 133,81 \text{ MPa}$$

Entonces la resistencia de diseño resulta:

$$R_d = 0,85 \cdot 133,81 \cdot 1,5 \cdot 0,1 = 17,06 \text{ kN.} > D_u = 9,32 \text{ kN}$$

VERIFICA

EJEMPLO N°12

Columna armada del Grupo V (con presillas) sometida a Compresión axil.
Aplicación Capítulos E, F, H y Apéndice E.

Enunciado

Verificar una columna armada sometida a una compresión axil $P_u=800$ kN. La sección está formada por cuatro perfiles ángulos 88,9x88,9x9.5 (3 1/2"x3/8") unidos por presillas planas soldadas (planchuelas). El acero del perfil ángulo y de la planchuela tiene $F_y=235$ MPa y $F_u=370$ MPa.

La altura de la columna es de 800 cm y se encuentra biarticulada con extremos indesplazables para el pandeo alrededor de ambos ejes $x-x$ ($k_x=1$) y eje $y-y$ ($k_y=1$). (ver Figura Ej.12-1)

La columna tiene la siguiente configuración:

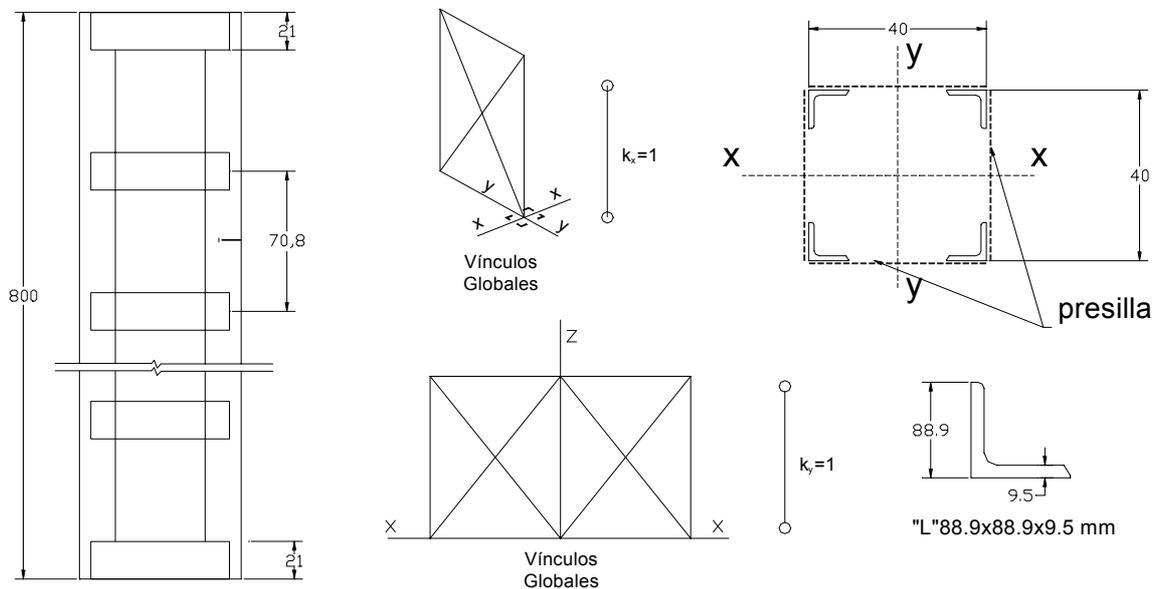


Figura Ej.12-1

Los datos del Perfil ángulo 88,9x88,9x9.5 son:

$A_{g1} = 16,02$ cm ²	Area del perfil
$I_x = 119,4$ cm ⁴	Momento de inercia alrededor de $x'-x' = y'-y'$
$r_x = 2,73$ cm	radio de giro alrededor de $x'-x'$.
$e_x = 2,57$ cm	distancia del centro de gravedad del perfil al borde externo del ala
$I_z = 48,44$ cm ⁴	Momento de inercia alrededor del eje de menor inercia
$r_z = 1,74$ cm	radio de giro alrededor del eje de menor inercia

1) Verificación de los cordones

Según E.4.1 las columnas armadas del Grupo V no están incluidas en el Capítulo E. Se aplica Apéndice E, Sección A-E.4.

El momento de inercia alrededor del eje libre y-y (igual a x-x) resulta de acuerdo al teorema de Steiner.

$$I_y = (119,4 + 16,02 \cdot (20 - 2,57)^2) \cdot 4 = 19\,945 \text{ cm}^4$$

y el radio de giro $r_y = 17,64 \text{ cm}$

- Verificación alrededor del eje y-y (eje libre)

Los cordones estarán solicitados a flexocompresión. Se obtienen primero las resistencias requeridas y luego se determinan las resistencias de diseño a compresión y flexión para la verificación combinada.

De acuerdo a la Sección A-E.4.2.2.(a) la esbeltez modificada de la columna armada es igual a:

$$\lambda_m = \sqrt{\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_0^2 + \frac{\lambda_1^2}{\theta}}$$

El término λ_1 es la relación entre la separación de las presillas y el radio de giro mínimo de la barra

$$\lambda_1 = \frac{a}{r_i}$$

Siendo $r_i =$ radio de giro mínimo del perfil ángulo = 1,74 cm

$a = 70,8 \text{ cm}$

$\theta =$ valor que tiene en cuenta la rigidez de la presilla

Si se cumple

$$\frac{n \cdot I_p}{h} \geq \frac{10 \cdot I_1}{a}, \text{ se tomará } \theta = 1$$

siendo:

$n =$ planos de presillas = 2

$I_p =$ momento de inercia de una presilla en su plano

$I_1 =$ momento de inercia del cordón con respecto al eje paralelo al eje libre analizado = $119,4 \cdot 2 = 238,8 \text{ cm}^4$

$h =$ distancia entre centros de gravedad = $40 - 2 \cdot 2,57 = 34,86 \text{ cm}$

Se adopta $\theta=1$ y se dimensionarán las presillas con esa condición.

Entonces la esbeltez λ_m resulta

$$\lambda_m = \sqrt{\left(\frac{800}{17,64}\right)^2 + \left(\frac{70,8}{1,74}\right)^2} \cong 61$$

- Para determinar la resistencia de diseño se aplica la metodología de la Sección A-E.4.2.2. Cada barra de la columna armada tendrá un esfuerzo requerido igual a

$$P_{u1} = \frac{P_u}{n} + \frac{M_s \cdot (10^2)}{n_1 \cdot h} \quad (\text{A - E.4 - 5})$$

$$M_{u1} = \frac{V_{eu} \cdot a}{4 \cdot n_1} \cdot (10^{-2}) \quad (\text{A-E.4-6})$$

$$V_{u1} = \frac{V_{eu}}{2 \cdot n_1} \quad (\text{A-E.4-7})$$

siendo: P_u = carga axial requerida = 800 kN.
 h = distancias entre centros de gravedad = 34,86 cm.
 n = número de barras de la columna armada = 4.
 n_1 = número de barras del cordón = 2.

$$M_s = \frac{P_u \cdot e_o}{1 - \frac{P_u}{P_{c.m}}} \cdot (10^{-2}) \quad (\text{A-E.4-8})$$

$$e_o = \frac{k \cdot L}{500} = \frac{800}{500} = 1,6 \text{ cm (deformación inicial)}$$

$$P_{c.m.} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A_g}{\lambda_m^2} \cdot (10^{-1}) \quad (\text{A-E.4-9})$$

$$P_{c.m.} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 16,02 \cdot 4}{61^2} \cdot (10^{-1}) \cong 3399 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{800 \cdot 1,6}{1 - \frac{800}{3399}} \cdot (10^{-2}) = 16,74 \text{ kN.m.}$$

$$V_{eu} = \beta \cdot P_u \quad (\text{A-E.4-10})$$

$$\beta = \frac{\pi}{500} \cdot \left[\frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_{c.m}}} \right] = \frac{\pi}{500} \cdot \left[\frac{1}{1 - \frac{800}{3399}} \right] \cong 0,0082$$

$$V_{eu} = 800 \cdot 0,0082 = 6,56 \text{ kN}$$

Entonces las resistencias requeridas resultan para cada ángulo

$$P_{u1} = \frac{800}{4} + \frac{16,74 \cdot 100}{2 \cdot 34,86} = 224 \text{ kN}$$

$$V_{u1} = \frac{6,56}{2 \cdot 2} = 1,64 \text{ kN.}$$

$$M_{d1} = \frac{6,56 \cdot 70,8}{4 \cdot 2} \cdot (10^{-2}) = 0,58 \text{ kN.m.}$$

- La resistencia de diseño local a compresión de la barra es igual a: $P_{d1} = \phi_c \cdot F_{cr} A_{g1} \cdot (10^{-1})$ siendo $\phi_c = 0,85$ y F_{cr} se obtiene de acuerdo a E.2. con el factor de esbeltez λ_{c1} obtenido por:

$$\lambda_{c1} = \lambda_1 \cdot \frac{1}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{70,8}{1,74} \cdot \frac{1}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{235}{200000}} = 0,44$$

$$F_{cr} = \left(0,658^{0,44^2}\right) 235 = 216,7 \text{ MPa}$$

La resistencia de diseño a compresión resulta:

$$P_{d1} = 0,85 \cdot 216,7 \cdot (16,02) \cdot 0,1 \approx 295 \text{ kN}$$

- Resistencia de diseño local a flexión del ángulo (se determina de acuerdo a la Sección F.5. La flexión por efecto de la presilla está aplicada alrededor del eje geométrico (Figura Ej.12-2). Entre presillas no existe restricción al pandeo lateral.

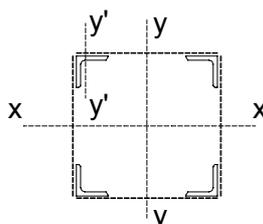


Figura Ej.12-2

A) Se calcula la relación ancho-espesor del ala del ángulo para determinar la resistencia de diseño a flexión para el estado límite de **pandeo local**: (Sección F.5.1.1)

$$\lambda_a = \frac{b}{t} = \frac{88,9}{9,5} = 9,36 \quad \text{esbeltez del ala del ángulo}$$

Como $\lambda_a = 9,36 < \frac{240}{\sqrt{F_y}} = \frac{240}{\sqrt{235}} = 15,66$ se aplica la siguiente fórmula :

$$M_n = 1,5 \cdot F_y \cdot S_c \cdot (10^{-3}) \quad \text{(F.5-1a)*}$$

dónde: M_n = momento nominal a flexión.
 b = ancho total del ala del ángulo con la punta comprimida.
 S_c = módulo resistente elástico de la sección relativo al eje de flexión y correspondiente a la punta comprimida (Sección F.5.2.1)
 $S_x = 119,4 / (8,89 - 2,57) = 18,89 \text{ cm}^3$

$$M_n = 1,50 \cdot 235 \cdot 18,89 \cdot 0,001 = \mathbf{6,66 \text{ kN.m.}}$$

B) Para el estado límite de plastificación cuando la punta del ala está traccionada: (Sección F.5.1.2)

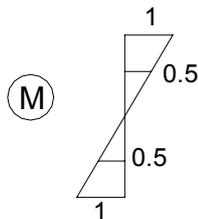
$$M_n = 1,50 \cdot M_y \quad (\text{F.5-2})$$

dónde: M_y = momento elástico relativo al eje de flexión = $F_y \cdot S_t \cdot 10^{-3}$ (kN.m.)
 S_t = momento resistente elástico de tracción = $119,4 / (8,89 - 2,57) = 18,89 \text{ cm}^3$
 $M_n = 1,50 \cdot 235 \cdot 18,89 \cdot 0,001 = \mathbf{6,66 \text{ kN.m.}}$

C) Para el estado límite de pandeo lateral-torsional, la resistencia nominal a flexión depende, según la Sección F.5.1.3, del momento M_{ob} (momento elástico de pandeo lateral-torsional) y del momento M_y (momento elástico de la sección relativo al eje de flexión)

$$M_{ob} = \frac{132 \cdot b^4 \cdot t \cdot C_b}{L^2} \cdot \left[\sqrt{1 + 0,78 \cdot \left(L \cdot \frac{t}{b^2} \right)^2} - 1 \right] \quad (\text{F.5 - 4})^*$$

siendo: L = longitud sin arriostramiento lateral
 C_b = factor de modificación para diagramas de momento flector no uniforme.



$$C_b = \frac{12,5 \cdot M_{\max}}{2,5 \cdot M_{\max} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} \quad (\text{F.1-3})$$

$$C_b = \frac{12,5 \cdot 1}{2,5 \cdot 1 + 3 \cdot 0,5 + 4 \cdot 0 + 3 \cdot 0,5} = 2,27$$

Debe ser $C_b \leq 1,5$. Se adopta $C_b = 1,5$.

$$M_{ob} = \frac{132 \cdot 8,89^4 \cdot 0,95 \cdot 1,5}{70,8^2} \cdot \left[\sqrt{1 + 0,78 \cdot \left(70,8 \cdot \frac{0,95}{8,89^2} \right)^2} - 1 \right] = 58,83 \text{ kN.m.}$$

Según Sección F.5.2.2(a) para flexión alrededor de eje geométrico cuando no hay en el tramo restricción al pandeo lateral se tomará:

$$M_y = F_y \cdot 0,8 \cdot S_c \cdot 10^{-3} = 235 \cdot 0,8 \cdot 18,89 \cdot 0,001 = 3,55 \text{ kN.m.}$$

Cuando $M_{ob} > M_y$ se aplica la siguiente fórmula:

$$M_n = \left[1,92 - 1,17 \sqrt{\frac{M_y}{M_{ob}}} \right] \cdot M_y \leq 1,50 M_y \quad (\text{F.5-3b})$$

$$M_n = \left[1,92 - 1,17 \sqrt{\frac{3,55}{58,83}} \right] \cdot 3,55 = 5,80 > 1,50 \cdot 3,55 = 5,33 \text{ kN.m.}$$

$$M_n = 1,5 \cdot M_y = \mathbf{5,33 \text{ kN m.}}$$

De A), B) y C) la resistencia nominal a flexión del ángulo es $M_n = 5,33 \text{ kN.m}$.

La resistencia de diseño a flexión es igual a $R_c = \phi_b \cdot M_n$

siendo: $\phi_b = 0,90$
 $M_n =$ resistencia nominal a flexión para el estado más desfavorable
 $M_n = 5,33 \text{ kN.m}$.

Luego $R_d = 0,90 \cdot 5,33 \approx 4,80 \text{ kN.m}$.

- De acuerdo a Sección H.4. se determina la resistencia a flexocompresión

Para :

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} = \frac{224}{295} = 0,759 > 0,2$$

Entonces debe cumplirse

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \right] \leq 1 \quad (\text{H.1.1a})$$

$$\frac{224}{295} + \frac{8}{9} \left[\frac{0,58}{4,80} \right] \cong 0,867 < 1$$

VERIFICA

Para completar la verificación faltaría verificar el corte para el esfuerzo V_{u1} .

2) Dimensionamiento de la presilla

De acuerdo a Sección A-E.4.2.2(b), se verifican las presillas con una fuerza V_{eu} igual a:

$$V_{eu1} = \beta_2 \cdot P_u \quad (\text{A-E.4-11})$$

con:

$$\beta_2 = \frac{\pi}{400} \cdot \left[\frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_{c.m}}} \right] = \frac{\pi}{400} \cdot \left[\frac{1}{1 - \frac{800}{3399}} \right] \cong 0,0103$$

Por lo tanto: $V_{eu1} = 0,0103 \cdot 800 = 8,24 \text{ kN}$

Se predimensiona la presilla por rigidez a través de la Fórmula (A-E.4-12) y se la verifica a resistencia

$$\frac{n \cdot I_p}{h} \geq \frac{10 \cdot I_1}{a} \quad (\text{A-E.4-12})$$

siendo:

$$\begin{aligned}
 n &= 2 \\
 I_p &= \text{momento de inercia de una presilla en su plano} \\
 I_1 &= 238,8 \text{ cm}^4 \\
 a &= 70,8 \text{ cm} \\
 h &= 34,86 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Por lo tanto despejando el término I_p se obtiene:

$$I_p = \frac{10 \cdot I_1 \cdot h}{n \cdot a} = \frac{10 \cdot 238,8 \cdot 34,86}{2 \cdot 70,8} = 587,9 \text{ cm}^4$$

Fijando un espesor de la presilla $t=0,795$ cm, resulta:

$$h = \sqrt[3]{\frac{I_p \cdot 12}{t}} = \sqrt[3]{\frac{587,9 \cdot 12}{0,795}} = 20,71 \text{ cm : altura de la presilla}$$

Se adopta presillas de 210 x 7,95 mm

De acuerdo a Figura A-E.4-4, las solicitaciones totales en las presillas son:

$$M_{up} = \frac{V_{eu1} \cdot a}{2} \cdot (10^{-2})$$

$$V_{up1} = \frac{2 \cdot M_{up}}{h}$$

siendo: M_{up} = momento total en presilla
 V_{up1} = corte total en presillas
 $V_{eu1} = 8,24$ kN
 $h = 34,86$ cm
 $a = 70,8$ cm

$$M_{up} = \frac{8,24 \cdot 70,8}{2} \cdot (10^{-2}) = 2,92 \text{ kNm.}$$

$$V_{up1} = \frac{2 \cdot 2,92}{34,86} \cdot 100 = 16,75 \text{ kN}$$

La verificación de cada presilla se realiza con las siguientes solicitaciones requeridas.

$$\begin{aligned}
 M_{up} &= 0,5 \cdot 2,92 = 1,46 \text{ kNm} \\
 V_{up1} &= 0,50 \cdot 16,75 = 8,375 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

De acuerdo a la Sección F.1, los estados límites de flexión por acción de momento son:

- Plastificación.

La resistencia de diseño es igual a $\phi_b \cdot M_n$,

$$\text{con: } \begin{aligned} \phi_b &= 0,90 \\ M_n &= M_p \end{aligned} \quad (\text{F.1-1})$$

dónde $M_p = \text{momento plástico} = F_y \cdot Z \cdot (10^{-3}) \leq 1,5 \cdot M_y$
 $M_y = \text{momento elástico} = F_y \cdot S \cdot (10^{-3})$
 $Z = \text{módulo plástico de la sección.}$
 $S = \text{módulo resistente elástico de la sección.}$

$$Z = \frac{21^2 \cdot 0,795}{4} = 87,65 \text{ cm}^3$$

$$S = \frac{21^2 \cdot 0,795}{6} = 58,43 \text{ cm}^3$$

Entonces $M_p = 235 \cdot 87,65 \cdot 0,001 = 20,6 \text{ kN.m.} = 1,5 M_y = 1,5 \cdot 58,43 \cdot 0,001 = 20,6 \text{ kN.m.}$
 $R_d = 0,9 \cdot 20,6 = 18,54 \text{ kN m.}$
 $R_d = 18,54 \text{ kN m}$

- Pandeo lateral-torsional

La relación ancho-espesor de la presilla es:

$$\frac{b}{t} = \frac{210}{7,95} = 26,41$$

De acuerdo a Sección F.1.2 la longitud no arriostrada límite L_p para que la viga pueda desarrollar M_p es igual a:

$$L_p = \frac{26 \cdot r_y}{M_p} \cdot \sqrt{J \cdot A} \quad (\text{F.1-5})^*$$

dónde: $A = \text{área de la presilla} = 21 \cdot 0,795 = 16,70 \text{ cm}^2$
 $J = \text{módulo de torsión}$
 $r_y = \text{radio de giro de la sección respecto al eje principal de inercia}$

$$r_y = \frac{t}{\sqrt{12}} = \frac{0,795}{\sqrt{12}} = 0,229 \text{ cm}$$

$$J = \frac{b \cdot t^3}{3} = \frac{21 \cdot 0,795^3}{3} = 3,51 \text{ cm}^4$$

Luego:

$$L_p = \frac{26 \cdot 0,229}{20,6} \cdot \sqrt{3,51 \cdot 16,7} = 2,21 \text{ cm} < L_b = 34,86 \text{ cm}$$

Siendo $L_b = 34,86 \text{ cm}$ la distancia entre extremos de presilla.

De acuerdo a Sección F.1.2 la longitud no arriostrada límite L_r

$$L_r = \frac{400 \cdot r_y}{M_r} \cdot \sqrt{J \cdot A} \quad (\text{F.1-10})^*$$

dónde $M_r = F_{yf} \cdot S_x \cdot (10^{-3})$ (F.1-11)
 $F_{yf} = \text{tensión de fluencia del acero del ala} = 235 \text{ MPa.}$

$$S_x = S = 58,43 \text{ cm}^3$$

$$M_r = 235 \cdot 58,43 \cdot 0,001 = 13,73 \text{ kN.m}$$

Luego:

$$L_r = \frac{400 \cdot 0,229}{13,73} \cdot \sqrt{3,51 \cdot 16,7} = 51,08 \text{ cm} > L_b = 34,86 \text{ cm}$$

Siendo: $2,2 \text{ cm} = L_p < L_b = 34,86 \text{ cm} < L_r = 51,08 \text{ cm}$

Por Sección F.1.2(a) el momento nominal M_n es igual a:

$$M_n = C_b \cdot \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_r}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (\text{F.1-2})$$

Se adoptó por simplicidad $C_b = 1$. En realidad corresponde igual situación que para el cordón.

$$M_n = 1 \cdot \left[20,6 - (20,6 - 13,73) \left(\frac{34,86 - 2,21}{52,18 - 2,21} \right) \right] = 15,92 \text{ kN.m.}$$

La resistencia de diseño $R_d = 0,9 \cdot 15,92 = 14,33 \text{ kN.m.} > M_{up} = 1,455 \text{ kN.m.}$ **VERIFICA**

- La verificación al corte para sección transversal maciza se determina de acuerdo a Sección H.2(b).

$$f_{uv} = 1,5 \cdot \frac{V_{up1} \cdot 10}{t \cdot h} = 1,5 \cdot \frac{8,35 \cdot 10}{0,795 \cdot 21} = 7,5 \text{ MPa}$$

Debe ser $f_{uv} = 7,5 \text{ MPa} \leq \phi_v \cdot 0,6 \cdot F_Y = 0,9 \cdot 0,6 \cdot 235 = 126,9 \text{ MPa}$

$$f_{uv} < \phi_v \cdot F_Y \quad \mathbf{VERIFICA}$$

Para completar la verificación quedaría por dimensionar la unión soldada de las presillas a los cordones.

EJEMPLO N°13**Columna armada del Grupo II (con forros intermedios) sometida a compresión axil y a compresión y tracción axil.**

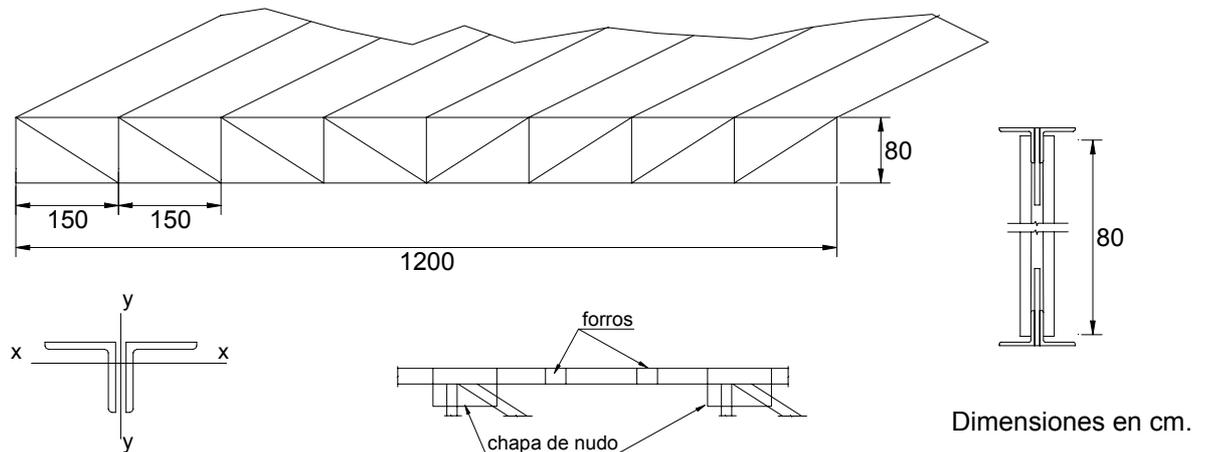
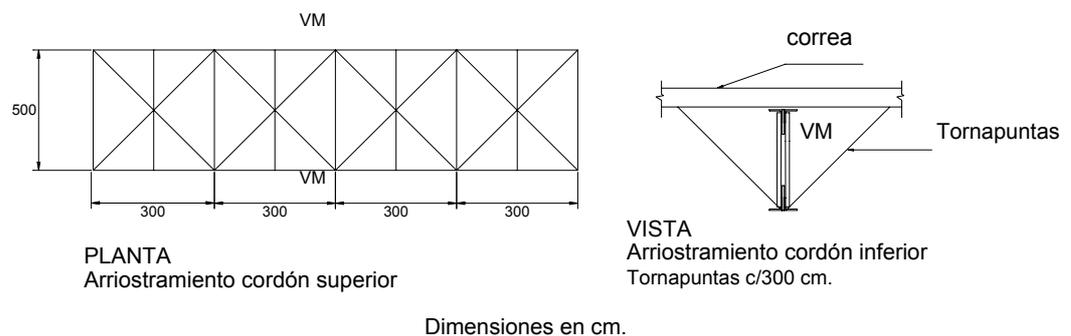
Aplicación Capítulos A, B, C, D y E.

Enunciado

Dimensionar los cordones superiores e inferiores de una viga reticulada que forma parte de la estructura de una cubierta. Las acciones nominales son Peso propio ($D = 0,4 \text{ kN/m}^2$), Sobrecarga de techo ($L_r = 0,3 \text{ kN/m}^2$) y Viento (succión $W = 0,6 \text{ kN/m}^2$). La Sección de los cordones está formada por dos perfiles ángulos unidos por forros discontinuos soldados. El acero del perfil y de los forros tiene $F_y=235 \text{ MPa}$ y $F_u=370 \text{ MPa}$.

La luz de la viga es de 12 m y la altura entre ejes de cordones superior e inferior es de 0,80 m. (ver Figura Ej. 13-1).

En la Figura Ej. 13-2 se observa los arriostramientos que tienen el cordón superior e inferior.

**Figura Ej.13-1****Figura Ej.13-2**

Los estados de carga que solicitan a la viga son D , L_r y W . Las acciones nominales sobre la viga, para cada estado son:

$$D = 0,4 \cdot 5 \text{ m} = 2 \text{ kN/m}$$

$$L_r = 0,3 \cdot 5 \text{ m} = 1,5 \text{ kN/m}$$

$$W = 0,6 \cdot 5 \text{ m} = 3 \text{ kN/m (succión)}$$

Las combinaciones más desfavorables son: (Sección A.4.2)

$$\text{Comb. 1) } 1,2 D + 1,6 L_r \quad (\text{A.4-3})$$

$$\text{Comb. 2) } 0,9 D - 1,3 W \quad (\text{A.4-6})$$

$$\text{Comb. 1) } q_u = 1,2 \cdot 2 + 1,6 \cdot 1,5 = 4,8 \text{ kN/m}$$

$$\text{Comb. 2) } q_u = 0,9 \cdot 2 - 1,3 \cdot 3,0 = -2,1 \text{ kN/m}$$

Las acciones son transmitidas por las correas a los nudos superiores de la viga reticulada. Resultan en los nudos.

$$\text{Comb. 1 } P_u = 7,2 \text{ kN}$$

$$\text{Comb. 2 } P_u = 3,15 \text{ N}$$

De acuerdo a Sección C.1, aplicando el análisis global elástico, se obtiene:

Combinación	Mom. Flexor viga	C_s (kN)	C_i (kN)
1	86,40 kN.m.	- 108	+ 101,2
2	37,80 kN.m.	+ 47,2	- 44,3

siendo C_s el esfuerzo máximo en el cordón superior y C_i el esfuerzo máximo del cordón inferior

A). Dimensionamiento a compresión del Cordón superior

Las longitudes de pandeo se determinan de acuerdo a la Sección C.2.3. (ver Figura Ej.13-1 y 2)

$$\text{- alrededor del eje x } L_{px} = k_x \cdot L = 1 \cdot 150 = 150 \text{ cm}$$

$$\text{- alrededor del eje y: } L_{py} = k_y \cdot L,$$

k_y está en función de la carga normal, aplicando la Figura C.2-1.

$$k_y = 0,75 + 0,25 (P_2 / P_1)$$

Del análisis estructural se obtiene que $P_1 = N_u = C_s = 108 \text{ kN}$ y $P_2 = 101,2 \text{ kN}$

$$k_y = 0,75 + 0,25 \cdot 101,2 / 108 = 0,985$$

$$L_{py} = 0,985 \cdot 300 = 295,5 \text{ cm} = 2,955 \text{ m}$$

- Pandeo alrededor del eje material (x-x)

Se predimensiona la sección con $\lambda=100$ (< 200 verifica Sección B-7).

Para el pandeo alrededor del eje x-x (eje material) (ver Sección E.4.2) el radio de giro necesario mínimo para $\lambda=100$ es:

$$r_x = \frac{k_x \cdot L_x}{\lambda_x} = \frac{1 \cdot 150}{100} = 1,5 \text{ cm}$$

De acuerdo a Sección E.2., la resistencia de diseño a compresión para pandeo flexional resulta $\phi_c \cdot P_n$, donde:

$$\phi_c = 0.85$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \cdot (10^{-1}) \quad (\text{E.2-1})$$

Se determina el factor de esbeltez adimensional (λ_c) de acuerdo a la siguiente ecuación

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{k \cdot L}{r} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} \rightarrow \lambda_c = \frac{1}{\pi} \cdot 100 \cdot \sqrt{\frac{235}{200000}} = 1,091 \quad (\text{E.2-4})$$

Se supone $Q=1$ (sección no esbelta).

Como $\lambda_c < 1,5$ la tensión crítica se determina por:

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (\text{E.2-2})$$

$$F_{cr} = (0,658^{1,091^2}) 235 = 142,8 \text{ MPa}$$

La resistencia de diseño resulta:

$R_d = 0,85 \cdot 142,8 \cdot (A_g) \cdot 0,1 = 108 \text{ kN}$, de donde

$$A_g = \frac{108}{0,85 \cdot 142,8 \cdot 0,1} \cong 8,90 \text{ cm}^2$$

Se adopta 2 perfiles "L" 57,1x57,1x4,8 mm cuyas propiedades son:

$A_{g1} = 5,21 \text{ cm}^2$	Area del perfil
$I_x = 16,23 \text{ cm}^4$	Momento de inercia alrededor de x-x = y-y
$r_x = 1,76 \text{ cm}$	radio de giro alrededor de x-x = y-y.
$e_x = 1,60 \text{ cm}$	distancia del centro de gravedad del perfil "L" al borde del ala
$I_z = 6,52 \text{ cm}^4$	Momento de inercia alrededor del eje de menor inercia
$r_z = 1,12 \text{ cm}$	radio de giro alrededor del eje de menor inercia

Se calculan las relaciones ancho-espesor de alma y ala para verificar el Q adoptado

$$\lambda_f = \frac{b}{t} = \frac{57,1}{4,80} = 11,90 \quad \text{esbeltez del ala}$$

De acuerdo a Tabla B.5-1 (*), para el caso 6

$$\lambda_r = \frac{200}{\sqrt{F_y}} = \frac{200}{\sqrt{235}} = 13,05 > 11,90$$

Por lo tanto al ser $\lambda_f < \lambda_r$, el ala no es esbelta, y $Q=1$.

El área total es $A_g = 2 \cdot 5,21 = 10,42 \text{ cm}^2 > 8,90 \text{ cm}^2$ (área necesaria) y el radio de giro es $r_x = 1,76 \text{ cm} > 1,50 \text{ cm}$.

La esbeltez alrededor de x es

$$\lambda_x = \frac{k_x \cdot L_x}{r_x} = \frac{1 \cdot 150}{1,76} = 85,23 \quad (\text{Ej.13-1})$$

- Verificación del pandeo alrededor del eje y-y (libre)

Se predimensionan los forros de espesor 7,94 mm.

El momento de inercia alrededor del eje y-y resulta de acuerdo al teorema de Steiner

$$I_y = (16,23 + 5,21 \cdot (1,60 + 0,794 \cdot 0,5)^2) \cdot 2 = 74,02 \text{ cm}^4$$

y el radio de giro $r_y = 2,665 \text{ cm}$

De acuerdo a la Sección E.4.2.(b) (uniones intermedias soldadas) la esbeltez modificada de la barra armada λ_{my} es igual a:

$$\lambda_{my} = \sqrt{\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_0^2 + 0,82 \cdot \frac{\alpha^2}{(1 + \alpha^2)} \cdot \left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2} \quad (\text{E.4 - 2})$$

siendo L = Longitud no arriostrada del cordón

a = distancia entre ejes de forros continuos = 50 cm

α = relación de separación

$$\alpha = \frac{h}{2 \cdot r_{ib}}$$

h = distancia entre centros de gravedad de barras medido perpendicularmente al eje de pandeo analizado = $1,6 \cdot 2 + 0,794 = 3,994 \text{ cm}$

r_{ib} = radio de giro de una barra respecto a su eje baricéntrico paralelo al eje $y = 1,76 \text{ cm}$

$$\alpha = \frac{3,994}{2 \cdot 1,76} = 1,135$$

$\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_0$ = esbeltez de la columna armada actuando como unidad (alred. del eje libre)

$$\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_0 = \frac{0,985 \cdot 300}{2,665} \cong 110,9$$

Entonces

$$\lambda_{my} = \sqrt{(110,9)^2 + 0,82 \cdot \frac{1,135^2}{(1 + 1,135^2)} \cdot \left(\frac{50}{1,76}\right)^2} = 112,6 \quad (\text{Ej.13 - 2})$$

Se verifica la separación de forros propuesta según Sección E.4-3 (Figura E.4-3)

$$\left(\frac{a}{r_i}\right)_{\text{local}} \leq \frac{3}{4} \cdot \left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_{\text{mayor}}$$

$$\left(\frac{50}{1,12}\right) = 44,7 \leq \frac{3}{4} \cdot 112,6 = 84,45 \quad \text{VERIFICA}$$

De (Ej. 13-1) y (Ej. 13-2) la mayor esbeltez es alrededor del eje y .

Se calcula λ_c

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \cdot 112,6 \cdot \sqrt{\frac{235}{200000}} = 1,229$$

Como $\lambda_c < 1,5$ la tensión crítica se determina de la siguiente manera:

$$F_{cr} = \left(0,658^{1,229^2}\right) 235 = 124,9 \text{ MPa}$$

La resistencia de diseño resulta:

$$R_d = 0,85 \cdot 124,9 \cdot 10,42 \cdot 0,1 = 110,62 \text{ kN} > C_s = 108 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA}$$

B). Dimensionamiento del cordón inferior

La mayor sollicitación es de tracción pero dada la esbeltez fuera del plano resultante de colocar tornapuntas cada 300 cm puede ser determinante la compresión.

Se propone una sección armada del Grupo II con dos ángulos 50,8x50,8x3,2.

- Se verifica a compresión con el procedimiento de la sección anterior (Sección E.4.2b).

$$A_{g1} = 3,13 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 7,91 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 1,59 \text{ cm}$$

$$e_x = 1,39 \text{ cm}$$

$$r_z = 1 \text{ cm}$$

Verificación esbelteces locales

$$\lambda_f = \frac{b}{t} = \frac{50,8}{3,20} = 15,88 > \lambda_r = 13,05 \quad \text{ala esbelta} \implies Q \neq 1$$

$$\text{Para } \frac{200}{\sqrt{F_y}} = 13,05 < \frac{b}{t} = 15,88 < \frac{407}{\sqrt{F_y}} = 26,55 \implies Q = 1,34 - 0,0017 \cdot \left(\frac{b}{t}\right) \cdot \sqrt{F_y} \quad (\text{A-B.5-3})(*)$$

$$Q = 1,34 - 0,0017 \cdot 15,88 \cdot \sqrt{235} = 0,926$$

- Pandeo alrededor de x (eje material) $L_{px} = k_x \cdot L_x = 1 \cdot 150 = 150 \text{ cm}$.

$$\lambda_x = \frac{k_x \cdot L_x}{r_x} = \frac{1 \cdot 150}{1,59} = 94,40 \quad (\text{Ej.13 - 3})$$

- Pandeo alrededor de y (eje libre)

Las compresiones en las barras son $P_1 = C_i = -44,3$ y $P_2 = -35,4 \text{ kN}$ (Sección C.2.3)

$$K_y = 0,75 + 0,25 \times 35,4 / 44,3 = 0,95$$

$$L_{py} = k_y L_y = 0,95 \times 300 = 285 \text{ cm}$$

El momento de inercia alrededor del eje y con chapa de nudo y forros de espesor 7,94 mm

$$I_y = (7,91 + 3,13 \cdot (1,39 + 0,794 \cdot 0,5)^2) \cdot 2 = 35,81 \text{ cm}^4$$

y el radio de giro $r_y = 2,39 \text{ cm}$

$$h = 1,39 \cdot 2 + 0,794 = 3,574 \text{ cm}$$

$$r_{ib} = 1,59 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{3,574}{2 \cdot 1,59} = 1,124$$

$$\left(\frac{k.L}{r}\right)_o = \frac{285}{2,39} \cong 119,3$$

$$\lambda_{my} = \sqrt{(119,3)^2 + 0,82 \cdot \frac{1,124^2}{(1 + 1,124^2)} \cdot \left(\frac{50}{1,59}\right)^2} = 121,2 \quad (\text{Ej.13 - 4})$$

Verificación de esbeltez local según Sección E.4-3 (Figura E.4-3)

$$\frac{a}{r_{\min}} = \left(\frac{50}{1,0}\right) = 50 \leq \frac{3}{4} \cdot 121,2 = 90,90 \quad \text{VERIFICA}$$

De (Ej. 13-3) y (Ej. 13-4) la mayor esbeltez es alrededor del eje y.

Se calcula $\sqrt{Q} \lambda_c$ por ser $Q < 1$

$$\sqrt{Q} \lambda_c = \sqrt{0,926} \cdot \frac{1}{\pi} \cdot 121,2 \cdot \sqrt{\frac{235}{200\,000}} = 1,272$$

Como $\sqrt{Q} \lambda_c < 1,5$ la tensión crítica se determina de la siguiente manera:

$$F_{cr} = Q \cdot \left(0,658^{Q \lambda_c^2}\right) \cdot F_y \quad (\text{A - B.5 - 15})$$

$$F_{cr} = 0,926 \left(0,658^{1,272^2}\right) \cdot 235 = 110,55 \text{ MPa}$$

La resistencia de diseño resulta:

$$R_d = 0,85 \cdot 110,55 \cdot 3,13 \cdot 2 \cdot 0,1 = 58,8 \text{ kN} > C_i = 44,3 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

- Se verifica a tracción s/Capítulo D

Siendo los perfiles del cordón continuos sin uniones intermedias la sección neta efectiva A_e es igual a la sección bruta A_g .

$$R_d = \phi F_t A_g (10^{-1}) \quad (\text{D.1-1})$$

$$R_d = 0,9 \cdot 235 \cdot 3,13 \cdot 2 \cdot 0,1 = 132,4 > 101,2 \text{ kN} = C_i \rightarrow \text{VERIFICA}$$

- Para completar faltaría la verificación de la unión soldada de los forros discontinuos a los perfiles ángulos.

De acuerdo a Sección E.4.3. los cordones de soldadura serán dimensionados para transmitir una fuerza resultante de un corte ideal igual a: $V = 0,02 \cdot \phi_c \cdot P_n$

Para cordón superior: $V = 0,02 \cdot 111,42 = 2,23 \text{ kN}$

Para cordón inferior: $V = 0,02 \cdot 60,5 = 1,21 \text{ kN}$

EJEMPLO N° 14

Dimensionamiento a flexión y corte de vigas con secciones compactas, no compactas y esbeltas.

Aplicación Capítulos A, B, F, K, y Apéndices F y G.

Enunciado:

En el entrepiso de la figura dimensionar las vigas **V₁**, **V₂** y **V₃**.

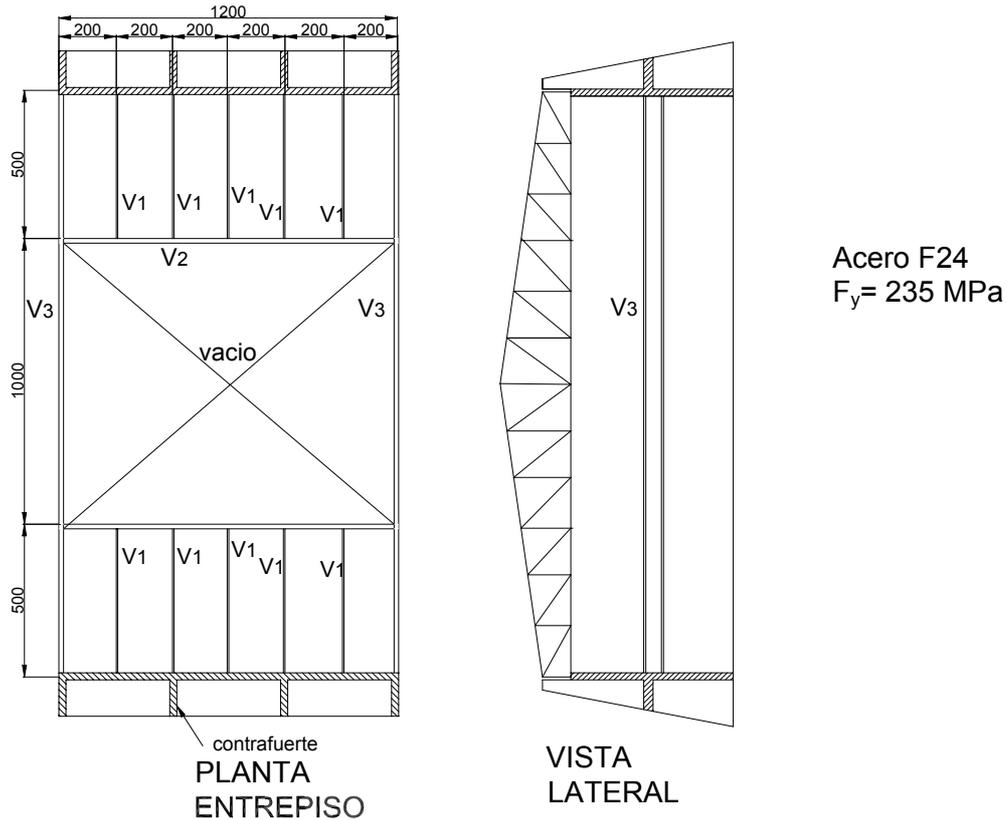
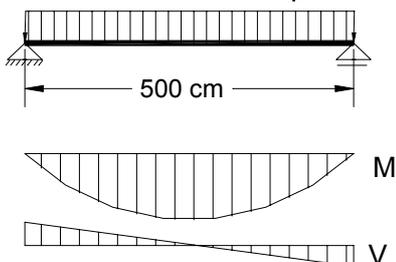


Figura Ej. 14-1

I – DIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA V₁

Acciones : -Peso propio entrepiso = 1 kN/m² (D)
nominales -Sobrecarga entrepiso = 3 kN/m² (L)

$$q_u = 12 \text{ kN/m}$$



Aplicando Sección A.4.2- Combinación crítica (A.4-2)

$$q_u = (1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L) \cdot 2 \text{ m} = (1,2 \cdot 1 + 1,6 \cdot 3) \cdot 2 \text{ m}$$

$$q_u = 12 \text{ kN/m}$$

Figura Ej. 14-2

Las solicitaciones requeridas de Momento y Corte son:

Momento Requerido	$M_u = 37,5 \text{ kN.m}$
Corte Requerido	$V_{ux} = 30 \text{ kN}$

Se dimensionará por flexión y se verificará a corte. Aplicamos Capítulo F y Apéndice F.

FLEXIÓN

Estados últimos a verificar:

- 1) Plastificación
- 2) Pandeo Local del Ala (**F.L.B.**)
- 3) Pandeo Local del Alma (**W.L.B.**)
- 4) Pandeo Lateral Torsional (**L.T.B.**)

Se plantean dos casos:

Caso I – A : El entrepiso es rígido en su plano y provee arriostramiento lateral continuo; por lo tanto el estado Límite de Pandeo Lateral torsional no es aplicable.

I-A-1) Plastificación

$$M_n = M_p = Z_x \cdot F_y \cdot (10^{-3}) \quad (\text{F.1-1})$$

Para dimensionar $M_{\text{diseño}} = M_d = M_u$

Resistencia de diseño $\Rightarrow M_d = \phi M_n = \phi Z_x \cdot F_y \cdot (10^{-3}) = M_u$

$$Z_{x \text{ nec}} = \frac{M_u}{\phi \cdot F_y \cdot 10^{-3}} = \frac{37,5 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 235} = 177,3 \text{ cm}^3$$

\Rightarrow de tabla de perfiles se elige IPN180 $Z_x = 186,8 \text{ cm}^3 > Z_{\text{nec}}$

Nota: en secciones de doble simetría $Z = 2 \cdot W$
 W = momento estático de la sección

I-A-2) FLB – Pandeo local del ala (Sección A-F.1)

Aplicando Tabla B-5.1 (*) - caso 1

$$\lambda_f = \frac{b_f / 2}{t_f} = \frac{8,2 / 2}{1,04} = 3,94$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{F_y}} = \frac{170}{\sqrt{235}} = 11,09$$

$$\lambda_f < \lambda_p \Rightarrow M_n = M_p$$

Espesor del ala correspondiente a mitad de distancia entre borde libre y cara de alma .
 (Sección B.5.1, último párrafo)

(A-F.1-1)

I-A-3) WLB – Pandeo local del alma. (Sección A-F.1)

Aplicando Tabla B-5.1 (*) - caso 9

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} = \frac{14,2}{0,69} = 20,6$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{F_y}} = \frac{1680}{\sqrt{235}} = 109,6$$

$$\lambda_w < \lambda_p \Rightarrow M_n = M_p$$

(A-F.1-1)

De I-A-2 y I-A-3 vale dimensionado realizado con I-A-1

IPN180	{	$A_g = 27,9 \text{ cm}^2$	$Z_x = 186,8 \text{ cm}^3$
		$I_x = 1450 \text{ cm}^4$	$S_x = 161 \text{ cm}^3$
		$I_y = 81,3 \text{ cm}^4$	$S_y = 19,8 \text{ cm}^3$
		$J = 7,89 \text{ cm}^4$	$r_x = 7,2 \text{ cm}$
		$C_w = 5924 \text{ cm}^4$	$r_y = 1,71 \text{ cm}$

CORTE(Sección F-2-2) $V_d = \phi_v V_n$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{14,2}{0,69} = 20,6 < \frac{1100}{\sqrt{F_{yw}}} = \frac{1100}{\sqrt{235}} = 71,8$$

 $A_w =$ Area de alma (Sección F.2-1) $= d \cdot t_w$

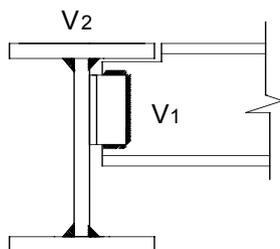
$$\text{Luego } \Rightarrow V_n = 0,6 \cdot F_{yw} \cdot A_w (10^{-1}) = 0,6 \times 235 \times 18 \times 0,69 \times (10^{-1}) = \boxed{175,1 \text{ kN}} \quad (\text{F.2-1})^*$$

Resistencia

$$\text{de diseño } \Rightarrow V_d = \phi_v V_n = 0,9 \times 175,1 \text{ kN} = \boxed{157,6 \text{ kN} > V_u = 30 \text{ kN}} \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

CARGAS CONCENTRADAS

(Sección K-1)

No se verifica a cargas concentradas debido a la forma de apoyo de la viga V_1 en V_2 .**Figura Ej. 14-3**

Caso I – B : El entrepiso no provee arriostramiento lateral ;por lo tanto el estado Límite de Pandeo Lateral torsional es aplicable. $\Rightarrow L_b = 5 \text{ m}$

Se verifica el perfil adoptado para el caso I – A – El tablero apoya en el ala superior.

$$L_p = \frac{709 \cdot r_y}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{709 \cdot 1,71}{\sqrt{235}} = 79,1 \text{ cm} < L_b \quad (\text{F.1-4a})^*$$

$$r_y = 1,71 \text{ cm}$$

$$F_L = F_{yf} - F_r = 235 - 69 = 166 \text{ MPa}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}} = \frac{\pi}{161} \sqrt{\frac{200000 \cdot 78000 \cdot 7,89 \cdot 27,9}{2}} = 25569 \text{ MPa} \quad (\text{F.1-8})$$

Por actuar la carga en ala superior se considera $X_2 = 0$

$$L_r = \frac{1,28 \cdot r_y \cdot X_1}{F_L} = \frac{1,28 \cdot 1,71 \cdot 25569}{166} = 337 \text{ cm} < L_b \quad (\text{F.1-6a})$$

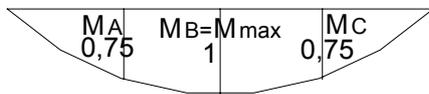
Luego \Rightarrow Aplicando Sección F.1.2.(b) $L_b > L_r$

$$\boxed{M_n = M_{cr} \leq M_p} \quad (\text{F.1-12})$$

$$M_{cr} = \frac{(10^{-3}) \cdot 1,28 \cdot C_b \cdot S_x \cdot X_1}{L_b / r_y} \quad (\text{F.1-13a})$$

Para calcular C_b y debido a que el diagrama de momentos de la viga es parabólico, $M_A = 0,75$, $M_B = M_{\text{máx}} = 1$ y $M_C = 0,75$

$$C_b = \frac{12,5 \cdot M_{\text{máx}}}{2,5M_{\text{máx}} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} = \frac{12,5 \cdot 1}{2,5 \cdot 1 + 3 \cdot 0,75 + 4 \cdot 1 + 3 \cdot 0,75} = 1,14 \quad (\text{F.1-3})$$



$$M_{cr} = \frac{(10^{-3}) \cdot 1,28 \cdot 1,14 \cdot 161 \cdot 25569}{500 / 1,71} = 20,54 \text{ kN.m} < M_p$$

$$\mathbf{M_n = M_{cr} = 20,54 \text{ kNm} < M_p}$$

Los Momentos nominales para los estados límites de Plastificación, FLB y WLB son iguales al caso I-A, luego según (Sección F.1) la Resistencia nominal es la correspondiente al estado límite de Pandeo Lateral Torsional (Estado límite determinante).

Resistencia de diseño = $M_d = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 20,54 \text{ kNm} = \boxed{18,49 \text{ kNm} < M_u = 37,5 \text{ kNm}}$

\Rightarrow NO VERIFICA

Existen dos maneras de aumentar la Resistencia de Diseño aumentando el Momento nominal para LTB; una de ellas es redimensionar la sección para aumentar el Momento Crítico y la otra (que puede resultar más económica), es proveer arriostramientos laterales que disminuyan la longitud L_b .

Para determinar en forma aproximada la longitud de arriostramiento necesario se puede hacer lo siguiente:

Se calcula la longitud L_b necesaria para que se desarrolle el Momento de diseño necesario, que va a ser mayor que L_p por ser $C_b > 1$, y menor que L_r por ser $M_{cr} < M_p$.

$M_r = M_{cr}$ cuando $L_b = L_r = 337 \text{ cm}$

$$M_r = M_{cr} = \frac{(10^{-3}) \cdot 1,28 \cdot C_b \cdot S_x \cdot X_1}{L_b / r_y} \quad (\text{F.1-13a})$$

$$M_r = \frac{(10^{-3}) \cdot 1,28 \cdot 1,14 \cdot 161 \cdot 25569}{337 / 1,71} = 30,47 \text{ kN.m}$$

En (F.1-2) se iguala M_n a M_u / ϕ_b y se despeja L_b . Se adopta como primera aproximación $C_b = 1$.

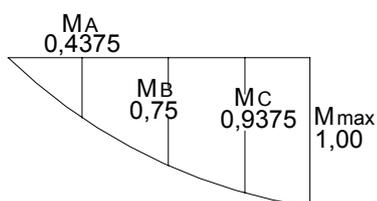
$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] = \frac{M_u}{\phi_b} = \frac{37,5}{0,9} = 41,67 \text{ kNm} \quad (\text{F.1-2})$$

$$M_p = Z_x \cdot F_y \cdot (10^{-3}) = 186,8 \cdot 235 \cdot (10^{-3}) = 43,90 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow 1,14 \left[43,90 - (43,90 - 30,47) \left(\frac{L_b - 79,1}{337 - 79,1} \right) \right] = 41,67 \text{ kNm}$$

$$L_b = \boxed{220 \text{ cm (necesario)}}$$

Se corrige el C_b en la hipótesis de arriostramiento al centro de las vigas $L_b = 250 \text{ cm}$.



$$C_b = \frac{12,5 \cdot 1,00}{2,5 \cdot 1,00 + 3 \cdot 0,4375 + 4 \cdot 0,75 + 3 \cdot 0,9375} = 1,298$$

Se adopta $L_b = 250 \text{ cm}$

$$M_n = 1,298 \cdot \left[43,90 - (43,90 - 30,47) \left(\frac{250 - 79,1}{337 - 79,1} \right) \right] = 45,43 \text{ kNm} > M_p$$

La Resistencia de Diseño :

$$M_d = \phi \cdot M_p = 0,9 \cdot 43,90 \text{ kN.m} = \boxed{39,51 \text{ kNm} > M_u = 37,5 \text{ kNm} \Rightarrow \text{VERIFICA}}$$

El corte se verifica igual que el caso I-A.

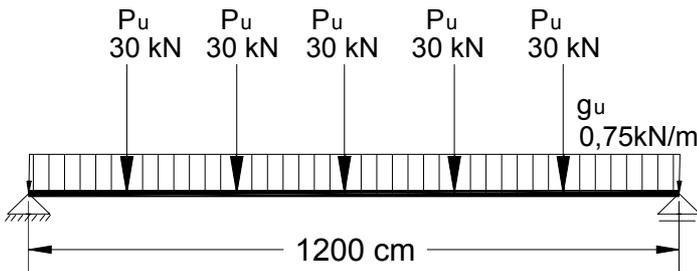
II – DIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA V₂

Acciones : - Peso propio $g = 0,625 \text{ kN/m}$
 Nominales - reacción de viga $\left\{ \begin{array}{l} P_D = 5 \text{ kN} \\ P_L = 15 \text{ kN} \end{array} \right.$

Aplicando Sección A.4.2 . Combinación Crítica (A.4-2).

$$P_u = 1,2 \cdot P_D + 1,6 \cdot P_L = 1,2 \cdot 5 + 1,6 \cdot 15 = 30 \text{ kN}$$

$$g_u = 1,2 \cdot D = 1,2 \cdot 0,625 = 0,75 \text{ kN/m}$$



Solicitaciones requeridas son:

Momento requerido	$M_u = 283 \text{ kN.m}$
Corte requerido	$V_{ux} = 79,5 \text{ kN}$

Figura Ej. 14-4

Se dimensionará por flexión y se verificará a corte. Aplicamos Capítulo F y Apéndice F.

Se usará una sección Doble Te armada.

II –A) PREDIMENSIONADO

Alma

Se puede utilizar para predimensionar la fórmula que recomienda Salmon y Johnson “Steel Structures” Pag. 714.

Seleccionamos $\lambda_w = 140$

$$h = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot M_u \cdot \lambda_w}{2 \cdot F_y}} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 283 \cdot (10^3) \cdot 140}{2 \cdot 235}} = 63 \text{ cm}$$

Adoptamos $h_w = 62 \text{ cm} \Rightarrow t_w = \frac{h_w}{\lambda_w} = \frac{62 \text{ cm}}{140} = 0,44 \text{ cm}$

Adoptamos como placa de alma **$h_w = 62 \text{ cm}$** **$t_w = 0,47 \text{ cm}$** (3/16 ")

Ala

Se puede tomar $b_f \cong 0,3 \cdot h_w = 18,6 \text{ cm} \Rightarrow$ **Se adopta $b_f = 20 \text{ cm}$.**

Se adopta un ala no compacta.

Aplicando Tabla B-5.1(*) - caso 2

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{F_y}} = \frac{170}{\sqrt{235}} = 11,08$$

$$\lambda_r = \frac{425}{\sqrt{\frac{F_L}{k_c}}} = \frac{425}{\sqrt{\frac{235 - 114}{0,35}}} = 22,9$$

Siendo:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = \frac{4}{\sqrt{62/0,47}} = 0,35 \Rightarrow 0,35 < k_c < 0,763 \Rightarrow \text{adoptamos } k_c = 0,35$$

$$\lambda_p < \lambda_f < \lambda_r$$

Se adopta $\lambda_f = 13 \Rightarrow \lambda_f = \frac{b_f/2}{t_f} \Rightarrow t_f = \frac{20/2}{13} = 0,77 \text{ cm} \Rightarrow \text{Se adopta } t_f = 7,94 \text{ mm (5/16")}$

Verificamos la compacidad del Alma (WLB)

Aplicando Tabla B-5.1 (*) - caso 9

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} = \frac{62}{0,47} = 132$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{F_y}} = \frac{1680}{\sqrt{235}} = 109,6$$

$$\lambda_r = \frac{2550}{\sqrt{F_y}} = \frac{2550}{\sqrt{235}} = 166,34$$

$$\lambda_p < \lambda_w < \lambda_r$$

La sección adoptada es (Figura Ej.14-5):

$$A = 60,9 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 40644 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 1278,3 \text{ cm}^3$$

$$Z_x = 1448,8 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 1059,20 \text{ cm}^4$$

$$r_y = 4,17 \text{ cm}$$

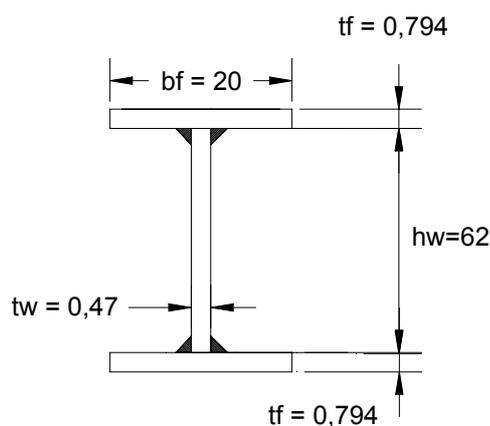


Figura Ej. 14-5

FLEXION

Se determina la resistencia nominal para los Estados Límites:

- **WLB (Pandeo Local de alma)**

$$\lambda_p < \lambda_w < \lambda_r \Rightarrow M_n = M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{\lambda_w - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \quad (\text{A-F.1-3})$$

$$M_p = Z_x \cdot F_y \cdot (10^{-3}) = 1448,8 \cdot 235 \cdot (10^{-3}) = 340,5 \text{ kNm}$$

$$M_r = R_e \cdot F_{yf} \cdot S_x \cdot (10^{-3}) = 1 \cdot 235 \cdot 1278,3 \cdot (10^{-3}) = 300,4 \text{ kNm} \quad (\text{Tabla A-F.1-1})$$

$$M_n = 340,5 - (340,5 - 300,4) \left(\frac{132 - 109,6}{166,34 - 109,6} \right) = 324,67 \text{ kNm}$$

- **FLB (Pandeo Local de ala)**

$$\lambda_f = \frac{b_f/2}{t_f} = \frac{20/2}{0,794} = 12,60 \Rightarrow \lambda_p < \lambda_f < \lambda_r$$

$$\lambda_p < \lambda_f < \lambda_r \Rightarrow M_n = M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \quad (\text{A-F.1-3})$$

$$F_L = F_y - F_r = 235 - 114 = 121 \text{ MPa}$$

$$M_r = F_L \cdot S_x \cdot (10^{-3}) = 121 \cdot 1278,13 \cdot (10^{-3}) = 154,7 \text{ kNm} \quad (\text{Tabla A-F.1.1})$$

$$M_n = 340,5 - (340,5 - 154,7) \left(\frac{12,6 - 11,08}{22,9 - 11,08} \right) = 316,6 \text{ kNm} \leq M_p$$

• **LTB (Pandeo Lateral Torsional)**

$$L_p = \frac{788 \cdot r_y}{\sqrt{F_y}} = \frac{788 \cdot 4,17}{\sqrt{235}} = 214 \text{ cm}$$

Colocando cruces de San Andrés como se indica en la Figura Ej.14-12 $L_b = 2 \text{ m} < L_p \Rightarrow M_n = M_p$

La Resistencia Nominal mas pequeña corresponde a FLB (Pandeo Local de Ala).

Según Sección F.1 \Rightarrow Resistencia Nominal de la Viga a Flexión $M_n = 316,6 \text{ kN m}$

Resistencia de Diseño $M_d = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 316,6 \text{ kN m} = 285 \text{ kN m}$

$$M_d > M_u = 283 \text{ kN m} \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

CORTE

(Sección F-2-2) $V_d = \phi_v V_n$

$$\frac{1375}{\sqrt{F_{yw}}} = \frac{1375}{\sqrt{235}} = 89,7 < \frac{h}{t_w} = \frac{62}{0,47} = 132 < 260$$

$$\text{Luego } \Rightarrow V_n = \frac{90\,400 \cdot A_w}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} = \frac{90\,400 \cdot 63,6 \cdot 0,47}{\left(\frac{62}{0,47}\right)^2} = 155,29 \text{ kN} \quad (\text{F.2-3})^*$$

Resistencia

de Diseño $\Rightarrow V_d = \phi_v V_n = 0,9 \times 155,29 \text{ kN} = 139,75 \text{ kN} > V_u = 79,5 \text{ kN} \Rightarrow \text{VERIFICA}$

CARGAS CONCENTRADAS

(Sección K-1)

No se verifica a cargas concentradas debido a la forma de apoyo de la viga V_2 en V_3 .
(Igual que V_1 en V_2) (Figura Ej.14-3)

VERIFICACIÓN ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

DEFORMACIONES

Acciones : -Peso propio $g = 0,625 \text{ kN/m}$
 Nominales - reacción de viga $\left\{ \begin{array}{l} P_D = 5 \text{ kN} \\ P_L = 15 \text{ kN} \end{array} \right.$

Aplicando Sección L.1. y A-L.1 la combinación Crítica a aplicar es la Ec.(A-L.1-1).

$$P = 1.D + 1.L = 20 \text{ kN}$$

$$g = 0,625 \text{ kN/m}$$

Las cargas actuantes en servicio sobre la viga se indican en la Figura Ej.14-6.

$$M_{\text{máx. P}} = 180 \text{ kN m}$$

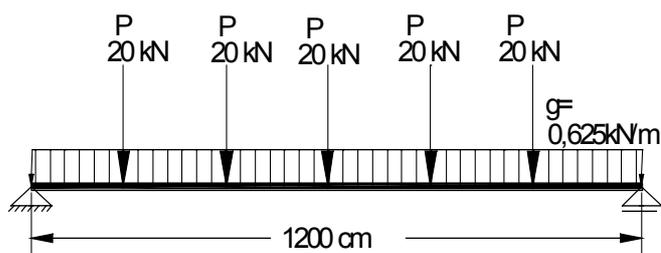


Figura Ej.14-6

La flecha máxima resulta :

$$f_{\text{máx}} = \frac{M_{\text{máxP}} \cdot L^2}{9,81 \cdot E \cdot I_x} + \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I_x} = \frac{180 \cdot (1200)^2 \cdot (10^3)}{9,81 \cdot 200000 \cdot 40644} + \frac{5}{384} \cdot \frac{0,625 \cdot (10^{-1}) \cdot (1200)^4}{200.000 \cdot 40644}$$

$$f_{\text{máx}} = 3,46 \text{ cm} \approx \frac{L}{350} < \frac{L}{250} \quad (\text{de Tabla A-L.4-1}) \quad \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

III – DIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA V₃

Acciones Nominales : $g_1 = 0,2 \text{ kN/m}$	$P_{G1} = 16,25 \text{ kN}$
$g_2 = 1 \text{ kN/m}$	$P_{L1} = 37,5 \text{ kN}$
$L_1 = 3 \text{ kN/m}$	$P_{L2} = 50 \text{ kN}$

Aplicando Sección A.4.2 – Combinación crítica (A.4-2)

$$q_{u1} = 1,2 \cdot (0,2 + 1) + 1,6 \cdot 3 = 6,24 \text{ kN/m}$$

$$q_{u2} = 1,2 \cdot 0,2 = 0,24 \text{ kN/m}$$

$$P_{u1} = 1,2 \cdot 16,25 + 1,6 \cdot 37,5 = 79,5 \text{ kN}$$

$$P_{u2} = 1,6 \cdot 50 = 80 \text{ kN}$$

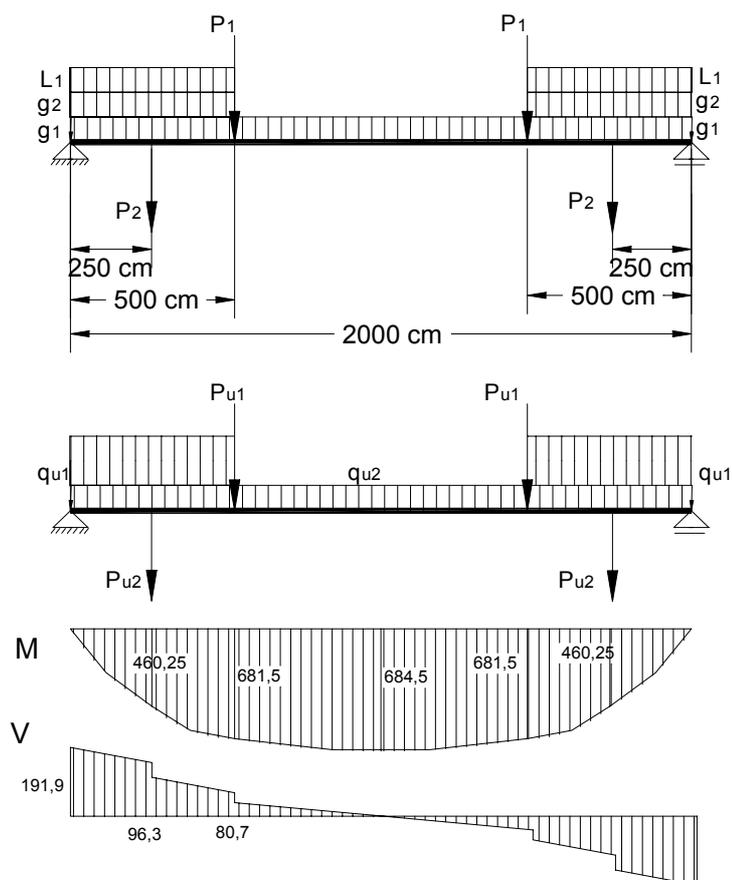


Figura Ej.14-7

Solicitaciones Requeridas:

Momento Requerido $M_u = 684,5 \text{ kN.m}$

Corte Requerido $V_u = 191,9 \text{ kN}$

Se dimensionará una viga armada de alma esbelta por flexión y se verificará por corte. Aplicamos Capítulo F; Capítulo G y Apéndice G.

PREDIMENSIONADO

Se puede utilizar para predimensionar la fórmula que recomienda Salmon y Johnson "Steel Structures" Pág. 714.

$$\text{Seleccionamos } \lambda_w > \lambda_r \quad \text{con } \lambda_r = \frac{2550}{\sqrt{F_y}} = \frac{2550}{\sqrt{235}} = 166,34 \Rightarrow$$

$$\lambda_w = 180 < 260$$

(Sección A-G.1)

$$h = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot M_u \cdot \lambda_w}{2 \cdot F_y}} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 684,5 \cdot (10^3) \cdot 180}{2 \cdot 235}} = 92 \text{ cm}$$

Adoptamos $h_w = 90 \text{ cm} \Rightarrow t_w = \frac{h_w}{\lambda_w} = \frac{90 \text{ cm}}{180} = 0,5 \Rightarrow t_w = 0,476 \text{ cm (3/16")}$

Adoptamos como placa de alma $\boxed{h_w = 90 \text{ cm} \quad t_w = 0,47 \text{ cm (3/16 ")}$

$b_f \cong 0,3 \cdot h_c = 27 \text{ cm} \Rightarrow$ Se adopta $\boxed{b_f = 33 \text{ cm}}$

Como criterio de Proyecto el Ala es Compacta

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{F_y}} = \frac{170}{\sqrt{235}} = 11,08 \Rightarrow t_{fmin} = \frac{33/2}{11,08} = 1,49$$

Se adopta $\boxed{t_f = 1,588 \text{ cm (5/8")}$

Con lo cual la sección queda predimensionada :

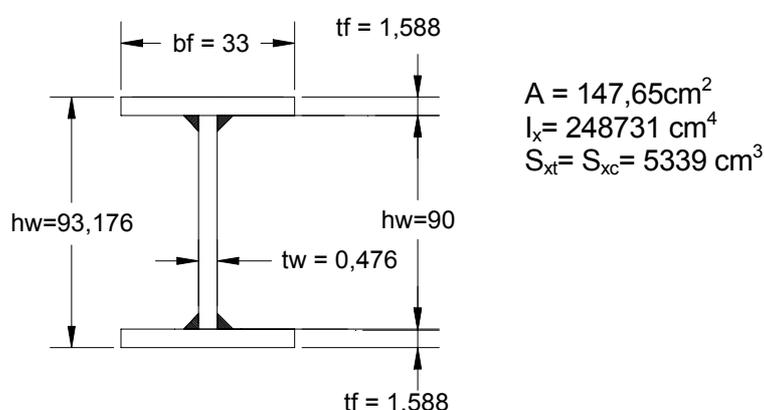


Figura Ej.14-8

FLEXIÓN

Estados Límites

Sección A-G.2

Siendo sección simétrica no se analiza el estado límite de Plastificación del Ala traccionada.

III- 1) Pandeo del ala comprimida

III- 1-a) Pandeo lateral Torsional

$$L_b = 1000 \text{ cm}$$

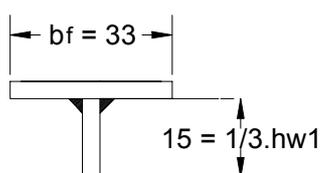
$$A_T = 59,54 \text{ cm}^2$$

$$I_{YT} = 4756 \text{ cm}^4$$

$$r_T = 8,94 \text{ cm}$$

h_{w1} = altura comprimida del

$$\text{alma} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm}$$



$$\lambda = \frac{L_b}{r_T} = \frac{1000}{8,94} = 111,86 \quad (\text{A-G.2-7})$$

$$\lambda_p = \frac{788}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{788}{\sqrt{235}} = 51,40 \quad (\text{A-G.2-8})^*$$

$$\lambda_r = \frac{1985}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{1985}{\sqrt{235}} = 129,5 \quad (\text{A-G.2-9})^*$$

$$\lambda_p < \lambda < \lambda_r \Rightarrow F_{cr} = C_b \cdot F_{yf} \cdot \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] \quad (\text{A-G.2-5})$$

$C_b \approx 1$ (ver Figura Ej.14-7) Diagrama de Momento tramo central prácticamente uniforme.

$$F_{cr} = 1 \cdot 235 \cdot \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{111,86 - 51,40}{129,5 - 51,40} \right) \right] = 144,04 \text{ MPa}$$

III- 1-b) Pandeo local de Ala

$$\lambda < \lambda_p \Rightarrow F_{cr} = F_{yf} = 235 \text{ MPa}$$

De III-1-a y III-1-b la menor tensión Crítica es la que Corresponde a III-1-a Pandeo Lateral Torsional.

$$F_{cr} = 144,16 \text{ MPa}$$

Con lo cual la resistencia nominal por pandeo del ala comprimida resulta:

$$M_n = R_e \cdot R_{PG} \cdot S_{xc} \cdot F_{cr} \cdot (10^{-3}) \quad (\text{A-G.2-2})$$

Donde:

$$R_e = 1$$

$$R_{PG} = 1 - \frac{a_r}{1200 + 300 \cdot a_r} \cdot \left(\frac{h_c}{t_w} - \frac{2550}{\sqrt{F_w}} \right) \leq 1 \quad (\text{A-G.2-3})(*)$$

$$a_r = \frac{A_w}{A_{fc}} = \frac{42,84}{52,41} = 0,82$$

$$h_c = h_w = 90 \text{ cm}$$

$$R_{PG} = 1 - \frac{0,82}{1200 + 300 \cdot 0,82} \cdot \left(\frac{90}{0,476} - \frac{2550}{\sqrt{235}} \right) = 0,987$$

Con lo cual:

$$M_n = 1 \cdot 0,987 \cdot 5339 \cdot 144,16 \cdot (10^{-3}) = 760 \text{ kNm}$$

Resistencia de Diseño: $M_d = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 760 \text{ kN m} = \mathbf{684 \text{ kN m} \cong M_u = 684,5 \text{ kN m}}$
VERIFICA A FLEXIÓN

CORTE

(Sección F-2-2) $V_d = \phi_v V_n$

$$\frac{1375}{\sqrt{F_{yw}}} = \frac{1375}{\sqrt{235}} = 89,7 < \frac{h}{t_w} = \frac{90}{0,476} = 189,07 < 260 \quad (\text{ver Anexo 1})$$

$$\text{Luego } \Rightarrow V_n = \frac{90 \cdot 400 \cdot A_w}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} = \frac{90 \cdot 400 \cdot 90 \cdot 0,476}{\left(\frac{90}{0,476}\right)^2} = 108,33 \text{ kN} \quad (\text{F.2-3})^*$$

Resist. de diseño $\Rightarrow V_d = \phi_v V_n = 0,9 \times 108,33 \text{ kN} = \mathbf{97,5 \text{ kN} < V_u = 191,9 \text{ kN} \Rightarrow \text{NO VERIFICA}$

Desde el apoyo hasta el punto de aplicación de la carga P_2 el corte requerido supera la resistencia al corte de la sección. Para aumentarla se colocarán rigidizadores.

A 250cm del apoyo el Corte es $V = 96,3 \text{ kN} < V_d = 97,50 \text{ kN}$. Según la Sección A-F.2.3 no son necesarios rigidizadores.

Se debe calcular "a" máximo (separación de rigidizadores)

$$k_v \text{ necesario} \Rightarrow V_{nec.} = \frac{V_u}{\phi_v} = \frac{191,9}{0,9} = 213,22 \text{ kN}$$

$$\text{Luego de (A-F.2-3)}^* \Rightarrow k_v = \frac{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 \cdot V_n}{18200 \cdot A_w} = \frac{\left(\frac{90}{0,476}\right)^2 \cdot 213,22}{18200 \cdot 90 \cdot 0,476} = 9,78$$

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \Rightarrow 9,78 = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{90}\right)^2} \Rightarrow a_{min} = 92 \text{ cm}$$

Se adopta $a = \frac{250}{3} = 83,33 \text{ cm} > a_{min} = 92 \text{ cm}$

Dimensionamiento de los rigidizadores

Se colocaran los rigidizadores de un lado del alma.

Para Corte $\Rightarrow I_{st} \geq a \cdot t_w^3 \cdot j$ (Sección A-F.2.3)

$$j = \frac{2,5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} - 2 = \frac{2,5}{\left(\frac{83,33}{90}\right)^2} - 2 = 0,92 > 0,5 \Rightarrow j = 0,92 \quad (\text{A-F.2-4})$$

$$I_{st} \geq 83,33 \cdot (0,476)^3 \cdot 0,92 = 8,27 \text{ cm}^4$$

$$\begin{aligned} \text{Si fijamos } t_{st} = 0,476 \text{ cm} &\Rightarrow I_{st} = \frac{h_{st}^3 \cdot t_{st}}{3} \\ h_{st} &= \sqrt[3]{\frac{3 \cdot I_{st}}{t_{st}}} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 8,27}{0,476}} = 3,73 \text{ cm} \end{aligned}$$

Adoptamos

Rigidizadores $h_{st} = 5 \text{ cm (2")}$ $t_{st} = 0,476 \text{ cm c/ } 83,33 \text{ cm}$

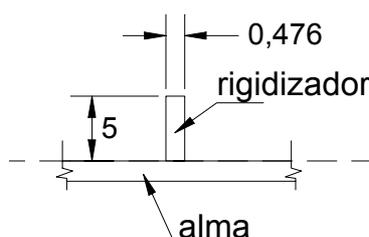


Figura Ej.14-9

CARGAS CONCENTRADAS

Se deben verificar en dos secciones las cargas concentradas:

- 1) Apoyo
- 2) Tramo

1) APOYO

Debido a la reacción de apoyo de la viga deben verificarse los siguientes estados límites:

1-a) Fluencia local del alma

(Sección K.1.3)

$$\begin{aligned} P_u &= 191,9 \text{ kN (reacción)} \\ R_n &= (2,5k + N) \cdot F_{yw} \cdot t_w \cdot (10^{-1}) \end{aligned} \quad (\text{K.1-3})$$

Considerando que la viga V_3 apoya 20 cm en el Tabique.

$$\left. \begin{aligned} N &= 20 \text{ cm} \\ k &= t_f + 0,5 \end{aligned} \right\} R_n = (2,5 \cdot 2,088 + 20) \cdot 235 \cdot 0,476 \cdot (10^{-1}) = 282,1 \text{ kN}$$

Resistencia de Diseño $R_d = \phi \cdot R_n = 1 \cdot 282,10 \text{ kN} > P_u = 191,9 \text{ kN} \Rightarrow \text{VERIFICA}$

1-b) Pandeo localizado del alma

(Sección K.1-4 - caso b)

 $P_u = 191,9$ kN (reacción)

$$\frac{N}{d} = \frac{20}{93,1} = 0,22 > 0,2$$

$$R_n = 17,9 \cdot t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4 \cdot N}{d} - 0,2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \cdot \sqrt{\frac{F_{yw} \cdot t_f}{t_w}} \quad (\text{K-1.5b})^*$$

$$R_n = 17,9 \cdot (0,476)^2 \cdot \left[1 + \left(\frac{4 \cdot 20}{93,1} - 0,2 \right) \left(\frac{0,476}{1,588} \right)^{1,5} \right] \cdot \sqrt{\frac{235 \cdot 1,588}{0,476}} = 125,85 \text{ kN}$$

Resist. de diseño $R_d = \phi \cdot R_n = 0,75 \cdot 125,85 \text{ kN} = 94,39 \text{ kN} < P_u = 191,9 \text{ kN} \Rightarrow \text{NO VERIFICA}$

Se deben colocar rigidizadores .

Aplicamos la Sección K.1.9

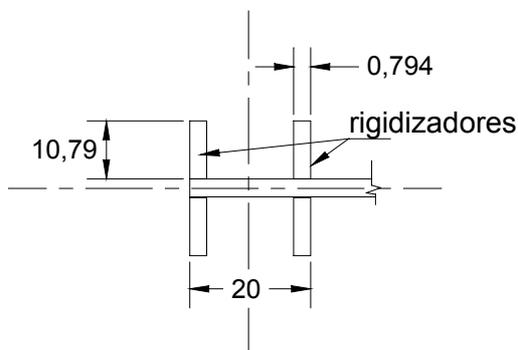
$$(1) h_{st} + \frac{t_w}{2} \geq \frac{1}{3} \cdot b_f \quad \Rightarrow \quad h_{st \text{ min}} = \frac{1}{3} \cdot b_f - \frac{t_w}{2} = \frac{1}{3} \cdot 33 - \frac{0,476}{2} = 10,76 \text{ cm}$$

Adoptamos $h_{st} = 10,795$ cm (4 1/4")

$$(2) t_{st} \geq \frac{t_f}{2} \quad \Rightarrow \quad t_{st \text{ min}} = \frac{1,588}{2} = 0,794 \text{ cm}$$

Adoptamos $t_{st} = 0,794$ cm (5/16")

$$\frac{h_{st}}{t_{st}} \leq \frac{250}{\sqrt{F_y}} = 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} = 0,56 \cdot \sqrt{\frac{200\,000}{235}} \quad \Rightarrow \quad \frac{10,795}{0,794} = 13,6 < \frac{250}{\sqrt{235}} = 16,3$$

VERIFICA**Figura Ej.14-10**

Verificación de los rigidizadores como columnas

Aplicación de la Sección K.1-9 y Sección E-2. Para rigidizador extremo.

Longitud de pandeo $k \cdot h = 0,75 \cdot 90 = 67,5 \text{ cm}$

Area transversal: $A = (10,795 \cdot 0,794) \cdot 2 + 12 \cdot 0,476 \cdot 0,476 = 19,86 \text{ cm}^2$

Momento de inercia $I = \frac{(10,795 \cdot 2 + 0,476)^3 \cdot 0,794}{12} = 710,9 \text{ cm}^4$

Radio de giro $r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{710,9}{19,86}} = 5,98 \text{ cm}$

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \cdot \left(\frac{k \cdot h}{r} \right) = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{235}{200\,000}} \cdot \left(\frac{67,5}{5,98} \right) = 0,123$$

$$\lambda_c = 0,13 < 1,5 \Rightarrow F_{cr} = 0,658^{\lambda_c^2} \cdot F_y = 0,658^{0,123^2} \cdot 235 = 233,5 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A \cdot (10^{-1}) = 233,5 \cdot 19,86 \cdot (10^{-1}) = 463,7 \text{ kN}$$

Resistencia de Diseño: $P_d = \phi \cdot P_n = 0,85 \cdot 463,7 \text{ kN} > P_u = \frac{191,2}{2} \text{ kN} \Rightarrow \text{VERIFICA}$

2) TRAMO

Flexión local del Ala

(Sección K.1-2)

$$P_u = P_{u2} = 80 \text{ kN}$$

$$R_n = 0,625 \cdot t_f^2 \cdot F_{yf} = 0,625 \cdot 1,588^2 \cdot 235 = 370,4 \text{ kN}$$

Resistencia de Diseño $R_d = \phi \cdot R_n = 0,9 \cdot 370,4 \text{ kN} = 333,3 \text{ kN} > P_u = 80 \text{ kN} \Rightarrow \text{VERIFICA}$

En base a lo desarrollado se adopta para V_3 el siguiente esquema de rigidizadores.

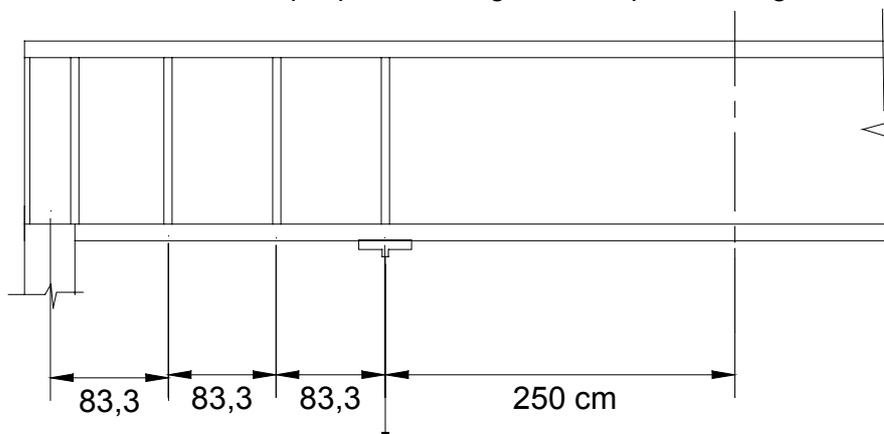
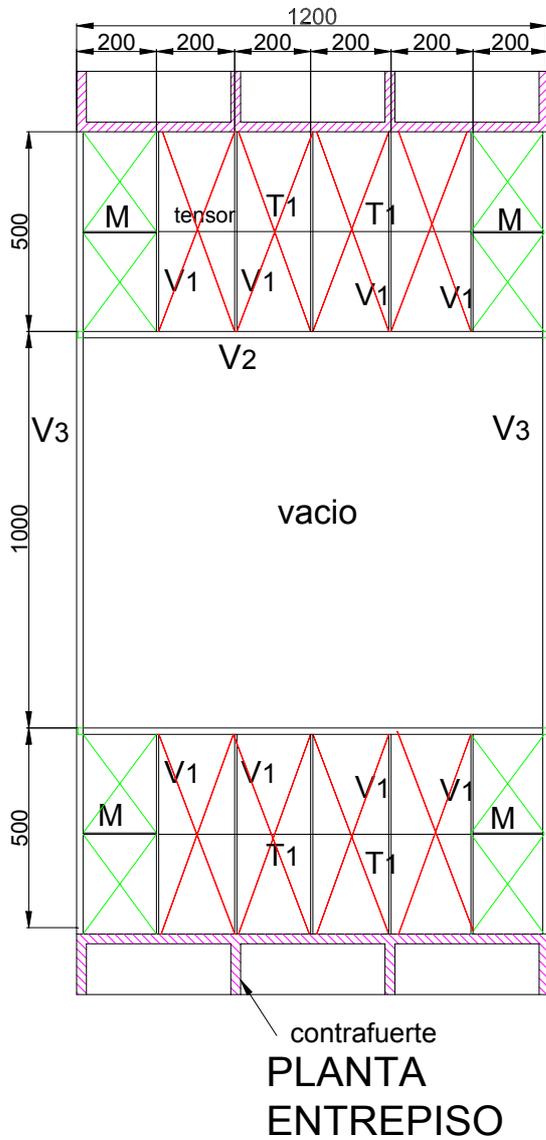


Figura Ej.14-11

El esquema general de la estructura del entrepiso se muestra en la Figura Ej.14-12



Acero F24

- ❖ **M** = actúa como montante ante el pandeo lateral de V_1 y V_3 .
- ❖ **T₁** = tensor para acortar distancia de pandeo lateral de V_2
- ❖ **Las vigas V_1 deben soportar la compresión provocada por el pandeo lateral de V_2 .**

Figura Ej.14-12

EJEMPLO N° 15

Viga sometida a flexión y corte utilizando rigidizadores con acción del campo a tracción.
Aplicación Capítulos A,B,F,K y J y Apéndice G.

Enunciado:

Proyectar una sección armada Doble te , para las solicitaciones indicadas. La viga posee soporte lateral en los extremos y en las secciones donde se aplican las cargas concentradas.

Acero $F_y = 235 \text{ MPa}$

Acciones nominales : $P_D = 222 \text{ kN}$ $g_D = 30 \text{ kN/m}$
 $P_L = 90 \text{ kN}$ $g_L = 15 \text{ kN/m}$

Aplicando Sección A-4.2. Combinación crítica (A.4-2) ($1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L$)

$$P_u = 1,2 \cdot 222 + 1,6 \cdot 90 = 410,4 \text{ kN}$$

$$q_u = 1,2 \cdot 30 + 1,6 \cdot 15 = 60 \text{ kN/m}$$

Las solicitaciones requeridas de Momento y Corte son:

Momento Requerido	$M_u = 3522 \text{ kN m}$
Corte Requerido	$V_u = 830,4 \text{ kN}$

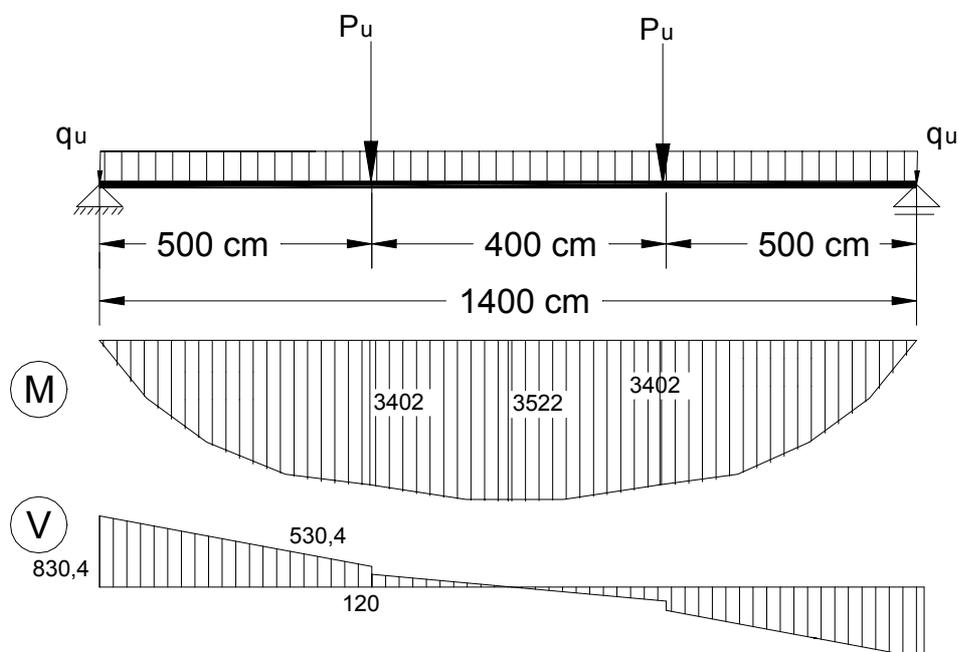


Figura Ej.15-1

A - PREDIMENSIONADO

Se propone la sección indicada en la Figura Ej.15-2 y se verifica si es adecuada para resistir las solicitaciones requeridas:

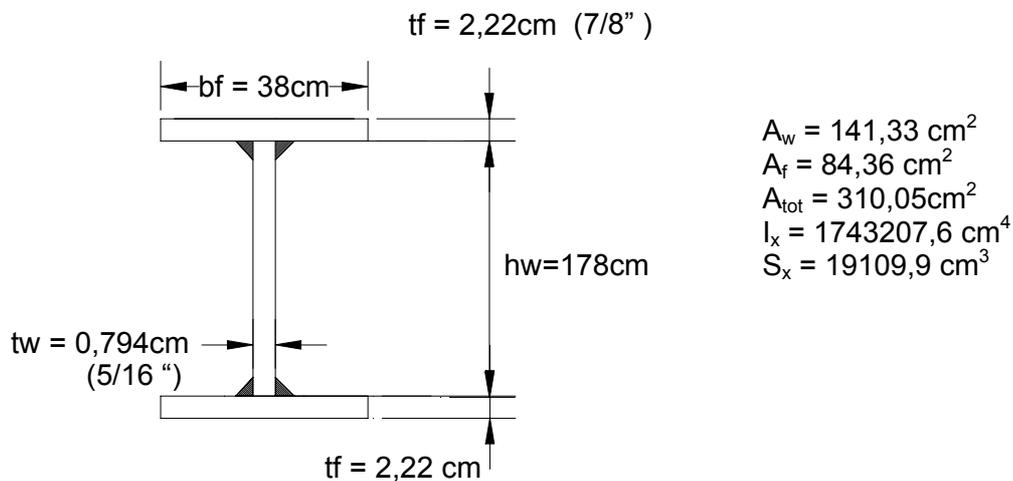


Figura Ej.15-2

B - RESISTENCIA A FLEXIÓN

Aplicamos Capítulo F y Apéndice G.

Verificamos la compactidad del ala

Aplicamos Tabla B.5.1 (*) - caso 2

$$\lambda_f = \frac{b_f/2}{t_f} = \frac{38/2}{2,22} = 8,55$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{F_y}} = \frac{170}{\sqrt{235}} = 11,09$$

$$\boxed{\lambda_f < \lambda_p} \Rightarrow \text{ala compacta}$$

Verificamos la compactidad del alma

Aplicamos Tabla B.5.1 (*) - caso 9

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} = \frac{178}{0,794} = 224,2$$

$$\lambda_r = \frac{2550}{\sqrt{F_y}} = \frac{2550}{\sqrt{235}} = 166,34$$

$$\boxed{\lambda_w < \lambda_r} \Rightarrow \text{alma esbelta}$$

Corresponde aplicar Apéndice G.

Limitaciones (Sección A-G.1). Ecuaciones (A-G.1-1)* y (A-G.1-2)*.

$$\left(\frac{h_w}{t_w}\right)_{\text{máx}} = \frac{5250}{\sqrt{F_{yf}}} = 342,5 > 224,2 \quad \text{o} \quad \left(\frac{h_w}{t_w}\right)_{\text{máx}} = \frac{96\,000}{\sqrt{F_{yf}(F_{yf} + 114)}} = 335 > 224,2$$

VERIFICA

Como se emplearán rigidizadores no corresponde $h/t_w \leq 260$.

Siendo sección simétrica el estado límite de plastificación del ala traccionada no será determinante.

I – Estado límite de pandeo del ala comprimida (Sección A-G.2 (b))

a) Tramo extremo

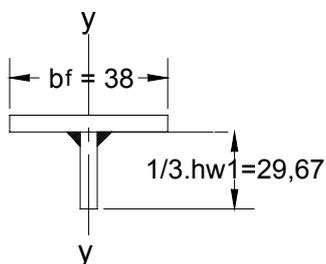
I – a- 1) Pandeo local del ala comprimida

Al ser ala compacta

$$F_{cr} = F_{yf} = 235 \text{ MPa} \quad (\text{A-G.2-4})$$

I – a- 2) Pandeo lateral torsional

$$L_b = 500 \text{ cm}$$



A = área del ala comprimida mas 1/3 de la altura comprimida del alma.

$$A = 107,91 \text{ cm}^2$$

$$h_{w1} = \text{altura comprimida del alma} = 178/2 = 89 \text{ cm}$$

$$I_{yT} = 10152,56 \text{ cm}^4$$

$$r_T = \sqrt{\frac{10152,56}{107,91}} = 9,70 \text{ cm}$$

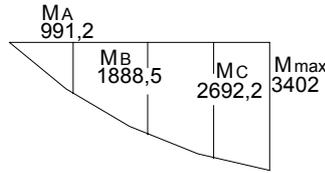
$$\lambda = \frac{L_b}{r_T} = \frac{500}{9,70} = 51,55 \quad (\text{A-G.2-7})$$

$$\lambda_p = \frac{788}{\sqrt{F_y}} = \frac{788}{\sqrt{235}} = 51,40 \quad (\text{A-G.2-8})*$$

$$\lambda_r = \frac{1985}{\sqrt{F_y}} = \frac{1985}{\sqrt{235}} = 129,5 \quad (\text{A-G.2-9})*$$

$$\boxed{\lambda_p < \lambda < \lambda_r} \Rightarrow F_{cr} = C_b \cdot F_{yf} \cdot \left[1 - \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] \leq F_{yf} \quad (\text{A-G.2-5})$$

Determinamos el coeficiente C_b :



$$C_b = \frac{12,5 \cdot M_{\text{máx}}}{2,5 \cdot M_{\text{máx}} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C}$$

$$C_b = \frac{12,5 \cdot 3402}{2,5 \cdot 3402 + 3 \cdot 991,2 + 4 \cdot 1888,5 + 3 \cdot 2692,2} = 1,57$$

Con lo cual:

$$F_{cr} = 1,57 \cdot 235 \cdot \left[1 - \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{51,55 - 51,4}{129,6 - 51,4} \right) \right] = 368,6 \text{ MPa} > F_y = 235 \text{ MPa}$$

De I – a- 1) y I – a- 2) la tensión crítica resulta:

$$\boxed{F_{cr} = F_{yf} = 235 \text{ MPa}} \quad (\text{Ej.15-1})$$

- **Resistencia nominal a Flexión**

$$R_e = 1$$

$$a_r = \frac{A_w}{A_f} = \frac{141,33}{84,36} = 1,67 < 10 \text{ (Verifica)}$$

$$R_{PG} = 1 - \frac{a_r}{1200 + 300 \cdot a_r} \cdot \left[\frac{h_c}{t_w} - \frac{2550}{\sqrt{F_{cr}}} \right] \quad (\text{A-G.2-3})^*$$

$$R_{PG} = 1 - \frac{1,67}{1200 + 300 \cdot 1,67} \cdot \left[\frac{178}{0,794} - \frac{2550}{\sqrt{235}} \right] = 0,94$$

$$M_n = R_e \cdot R_{PG} \cdot S_{xc} \cdot F_{cr} \cdot (10^{-3}) = 1 \cdot 0,94 \cdot 19109,9 \cdot 235 \cdot (10^{-3}) \quad (\text{A-G.2-2})$$

$$\boxed{M_n = 4221,4 \text{ kN m}}$$

- **Resistencia de Diseño**

$$M_d = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 4221,4 \text{ MPa} = \boxed{3799,26 \text{ kN m} > M = 3402 \text{ kN m} \Rightarrow \text{VERIFICA}}$$

b) Tramo central

I – b- 1) Pandeo local del ala comprimida

Igual tramo extremo

$$\boxed{F_{cr} = F_y = 235 \text{ MPa}} \quad (\text{Ej.15-2})$$

I – b- 2) Pandeo lateral torsional

$$L_b = 400 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_b}{r_T} = \frac{400}{9,67} = 41,36 \quad (\text{A-G.2-7})$$

$$\lambda_p = \frac{788}{\sqrt{F_y}} = \frac{788}{\sqrt{235}} = 51,40 \quad (\text{A-G.2-8})^*$$

$$\lambda < \lambda_p \Rightarrow \quad \boxed{F_{cr} = F_{yf} = 235 \text{ MPa}} \quad (\text{Ej.15-3})$$

De (Ej.15-2) y (Ej.15-3) resulta $\boxed{F_{cr} = F_y = 235 \text{ MPa}}$

- **Resistencia nominal a Flexión.**

Igual al tramo extremo.

- **Resistencia de Diseño**

$$M_d = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 4221,4 \text{ MPa} = \boxed{3799,26 \text{ kN m} > M_u = 3522 \text{ kN m} \Rightarrow \text{VERIFICA}}$$

C) RESISTENCIA A CORTE

Se colocarán rigidizadores utilizando la acción del campo a tracción. Aplicamos Apéndice G (Sección A-G.3)

- **Panel extremo**

No está permitida la utilización del campo a tracción en los paneles extremos de una viga armada.

Proponemos $a = 100 \text{ cm}$

$$\text{Verificamos} \quad \frac{a}{h} = \frac{100}{178} = 0,56 < 3 \quad \text{ó} \quad \frac{a}{h} = \frac{100}{178} = 0,56 < \left(\frac{260}{h/t_w} \right)^2 = \left(\frac{260}{224,2} \right)^2 = 1,34$$

La resistencia nominal a corte está dada por:

$$V_n = 0,6 \cdot A_w \cdot F_{yw} \cdot C_v \cdot (10^{-1}) \quad (\text{A-G.3-3})$$

Se calcula k_v

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h} \right)^2} = 5 + \frac{5}{\left(\frac{100}{178} \right)^2} = 20,84 \quad (\text{A-G.3-4})$$

Se determinan los valores límites de la relación $\frac{h}{t_w}$ para calcular el Coeficiente C_v :

$$\frac{h}{t_w} = \frac{178}{0,794} = 224,2 > 613 \cdot \sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}} = 613 \cdot \sqrt{\frac{20,84}{235}} = 182,55$$

Con lo cual:

$$C_v = \frac{302\,000 \cdot k_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 \cdot F_{yw}} = \frac{302\,000 \cdot 20,84}{(224,2)^2 \cdot 235} = 0,533 \quad (\text{A-G.3-6})^*$$

Resistencia nominal :

$$V_n = 0,6 \cdot 141,33 \cdot 235 \cdot 0,533 \cdot (10^{-1}) = 1062 \text{ kN}$$

Resistencia de diseño

$$V_d = \phi \cdot V_n = 0,9 \cdot 1062 = \boxed{955,8 \text{ kN} > V_u = 830,4 \text{ kN} \Rightarrow \text{VERIFICA } a = 100 \text{ CORRECTO}}$$

• **Panel siguiente**

Proponemos $a = 200 \text{ cm}$

El corte determinante en este panel es $V = 830,4 - 60 \cdot 1 = 770,4 \text{ kN}$

$$\text{Verificamos } \frac{a}{h} = \frac{200}{178} = 1,12 < 3 \quad \text{o} \quad \frac{a}{h} = \frac{200}{178} = 1,12 < \left(\frac{260}{\frac{h}{t_w}}\right)^2 = \left(\frac{260}{224,2}\right)^2 = 1,34$$

Puede utilizarse la acción del campo a tracción

Se calcula k_v

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5 + \frac{5}{\left(\frac{200}{178}\right)^2} = 8,96 \quad (\text{A-G.3-4})$$

Se determinan los valores límites de la relación $\frac{h}{t_w}$ para calcular el Coeficiente C_v :

$$\frac{h}{t_w} = \frac{178}{0,794} = 224,2 > 613 \cdot \sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}} = 613 \cdot \sqrt{\frac{8,96}{235}} = 119,7$$

Con lo cual:

$$C_v = \frac{302\,000 \cdot k_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 \cdot F_{yw}} = \frac{302\,000 \cdot 8,96}{(224,2)^2 \cdot 235} = 0,23 \quad (\text{A-G.3-6})^*$$

Aplicando sección A-G.3 – caso b.

$$\text{Para } \left(\frac{h}{t_w} = 224,2 > 1,10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_{yw}}} = 492 \sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}} = 492 \cdot \sqrt{\frac{8,96}{235}} = 96,1 \right)$$

Resistencia nominal con acción de campo a tracción:

$$V_n = 0,6 \cdot A_w \cdot F_{yw} \cdot \left[C_v + \frac{1 - C_v}{1,15 \cdot \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] (10^{-1}) \quad (\text{A-G.3-2})$$

$$V_n = 0,6 \cdot 141,33 \cdot 235 \cdot \left[0,23 + \frac{1 - 0,23}{1,15 \cdot \sqrt{1 + (200/178)^2}} \right] (10^{-1}) = 1345,4 \text{ kN}$$

Resistencia de diseño

$$V_d = \phi \cdot V_n = 0,9 \cdot 1345,4 = \boxed{1210,9 \text{ kN} > V_u = 770,4 \text{ kN} \Rightarrow \text{VERIFICA } a = 200 \text{ CORRECTO}}$$

Probamos una separación mayor para ver si también verifica:

Proponemos $a = 400 \text{ cm}$

$$\text{Verificamos } \frac{a}{h} = \frac{400}{178} = 2,25 < 3 \quad \text{ó} \quad \frac{a}{h} = \frac{400}{178} = 2,25 > \left(\frac{260}{h/t_w} \right)^2 = \left(\frac{260}{224,2} \right)^2 = 1,34$$

No puede utilizarse la resistencia del campo a tracción (Sección A-G.3)

$$k_v = 5$$

Se determinan los valores límites de la relación h/t_w para calcular el Coeficiente C_v :

$$\frac{h}{t_w} = \frac{178}{0,794} = 224,2 > 613 \cdot \sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}} = 613 \cdot \sqrt{\frac{5}{235}} = 89,4$$

Con lo cual:

$$C_v = \frac{302\,000 \cdot k_v}{\left(\frac{h}{t_w} \right)^2 \cdot F_{yw}} = \frac{302\,000 \cdot 5}{(224,2)^2 \cdot 235} = 0,128 \quad (\text{A-G.3-6}^*)$$

Resistencia nominal :

$$V_n = 0,6 \cdot A_w \cdot F_{yw} \cdot C_v \cdot (10^{-1}) \quad (\text{A-G.3-3})$$

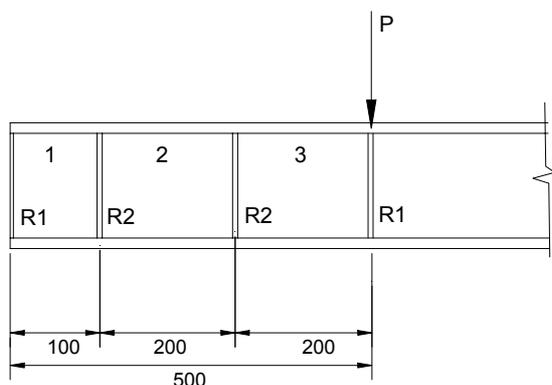
$$V_n = 0,6 \cdot 141,33 \cdot 235 \cdot 0,128 \cdot (10^{-1}) = 255,1 \text{ kN}$$

Resistencia de diseño

$$V_d = \phi \cdot V_n = 0,9 \cdot 255,1 = 229,6 \text{ kN} < V_u = 770,4 \text{ kN} \Rightarrow \text{NO VERIFICA}$$

$$a = 400 \text{ NO ES CORRECTO}$$

En la Figura Ej.15-3 está indicada la distribución de los rigidizadores:



Siendo:
R1 = rigidizador de apoyo
R2 = rigidizador interior

Figura Ej.15-3

ADOPTAMOS $a = 200 \text{ cm}$ para rigidizadores interiores

- **Verificación de la interacción entre flexión y corte**

Aplicación Sección A-G.5

Se verifica la Ecuación de interacción en el panel 3 con los máximos M_u y V_u correspondientes al panel:

$$V_u = 830,4 - (1 + 2) \cdot 60 = 650,4 \text{ kN} < 0,6 \phi \cdot V_n = 0,6 \cdot 1210,9 = 726,54 \text{ kN}$$

$$M_u = 3402 \text{ kN m} > 0,75 \cdot \phi \cdot M_n = 0,75 \cdot 3799,26 \text{ kN m} = 2849,5 \text{ kN m}$$

Se requiere verificar la interacción.

$$V_n = 1345,4 \text{ kN}$$

$$M_n = 4221,4 \text{ kN m}$$

$$\frac{M_u}{\phi \cdot M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi \cdot V_n} \leq 1,375 \quad (\text{A-G.5-1})$$

$$\frac{3402}{0,9 \cdot 4221,4} + 0,625 \frac{650,4}{0,9 \cdot 1345,4} = 1,23 < 1,375 \quad \text{VERIFICA}$$

En el panel 2 :

$$V_u = 830,4 - 1 \cdot 60 = 770,4 \text{ kN} > 0,6 \phi \cdot V_n = 0,6 \cdot 1210,9 = 726,54 \text{ kN}$$

$$M_u = 2221,2 \text{ kN m} < 0,75 \cdot \phi \cdot M_n = 0,75 \cdot 3799,26 \text{ kN m} = 2849,5 \text{ kN m}$$

Aplicamos Capítulo E. Sección E-2.

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E} \left(\frac{k \cdot L}{r} \right)} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{235}{200\,000} \left(\frac{0,75 \cdot 178}{6,90} \right)} = 0,21$$

$$\lambda_c = 0,21 < 1,5 \Rightarrow F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) \cdot F_y = (0,658^{0,21^2}) \cdot 235 = 230,70 \text{ MPa} \quad (\text{E-2-2})$$

Resistencia nominal a compresión

$$P_n = F_{cr} \cdot A_{st} \cdot (10^{-1}) = 230,70 \cdot 49,91 \cdot (10^{-1}) = 1151,4 \text{ kN}$$

Resistencia de Diseño

$$P_d = \phi \cdot P_n = 0,85 \cdot 1151,4 \text{ kN} = \mathbf{978,7 \text{ kN} > V_u = 830,4 \text{ kN} \Rightarrow \text{VERIFICA}}$$

Se adoptan rigidizadores de apoyo a ambos lados del alma de 1,59 cm x 12,7 cm

- R_2 = Rigidizador Interior

Aplicamos Apéndice F. Sección A-F.2.3 y Apéndice G . Sección A-G.4.

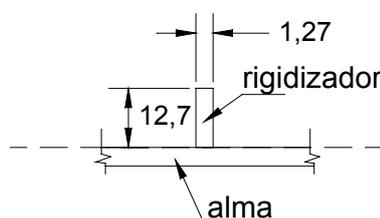


Figura Ej.15-5

Por Sección A-F.2.3.

$$I_{st} \geq a \cdot t_w^2 \cdot j$$

$$\text{Siendo : } j = \frac{2,5}{(a/h)^2} - 2 = \frac{2,5}{(100/178)^2} - 2 = 5,921 \geq 0,5 \Rightarrow j = 5,921 \quad (\text{A-F.2-4})$$

$$I_{st} = \frac{t_s \cdot b_s^3}{3} \geq a \cdot t_w^2 \cdot j$$

Adoptando $t_s = 1,27 \text{ cm}$

$$b_s \geq \sqrt[3]{\frac{3 \cdot a \cdot t_w^2 \cdot j}{t_s}} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 100 \cdot 0,794^2 \cdot 5,921}{1,27}} = 8,88 \text{ cm}$$

Adoptamos rigidizadores de un lado del alma de 1,27 cm x 12,7 cm con separación indicada en Figura Ej15-3.

Por Sección K.1.9 :

$$\frac{b_s}{t_s} = \frac{12,7}{1,27} = 10 < \frac{250}{\sqrt{235}} = 16,30$$

Deberán cumplir con sección A-G.4 por acción del campo a tracción:

$$A_{st} \geq \frac{F_{yw}}{F_{yst}} \left[0,15 \cdot D \cdot h \cdot t_w \cdot (1 - C_v) \frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n} - 18 \cdot t_w^2 \right] \quad (\text{A-G.4-1})$$

$D = 2,4$ (rigidizadores simples de una chapa plana)

$C_v = 0,128$

$V_u = 770,4$ kN

$V_n = 1345,4$ kN

$A_{st} = 16,13$ cm²

$$A_{st} = 16,13 \approx \frac{235}{235} \left[0,15 \cdot 2,4 \cdot 178 \cdot 0,794 \cdot (1 - 0,128) \frac{770,4}{0,9 \cdot 1345,5} - 18 \cdot 0,794^2 \right] = 16,8$$

VERIFICA

E - Verificación a Carga concentrada . P_u

- **Fluencia local del Alma**

(Sección K.1.3)

$P_u = 410,4$ kN

Suponemos que la longitud de aplicación de la carga $N = 12$ cm

$k = 2,22$ cm + $0,3$ cm = $2,52$ cm

$$R_n = (5 \cdot k + N) \cdot F_{yw} \cdot t_w \cdot (10^{-1}) = (5 \cdot 2,52 + 12) \cdot 235 \cdot 0,794 \cdot (10^{-1}) = 459 \text{ kN} \quad (\text{K.1-2})$$

Resistencia de Diseño

$$R_d = \phi \cdot R_n = 1 \cdot 459 \text{ kN} = \boxed{459 \text{ kN} > P_u = 410,4 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA}}$$

- **Pandeo localizado del Alma**

(Sección K.1.4) caso a)

$$R_n = 35,8 \cdot t_w^2 \cdot \left[1 + 3 \cdot \left(\frac{N}{d} \right) \cdot \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \cdot \sqrt{\frac{F_{yw} \cdot t_f}{t_w}} \quad (\text{K.1-4})^*$$

$$R_n = 35,8 \cdot 0,794^2 \cdot \left[1 + 3 \cdot \left(\frac{12}{182,44} \right) \cdot \left(\frac{0,794}{2,22} \right)^{1,5} \right] \cdot \sqrt{\frac{235 \cdot 2,22}{0,794}} = 602,95 \text{ kN}$$

Resistencia de Diseño:

$$R_d = \phi \cdot R_n = 0,75 \cdot 602,95 \text{ kN} = \boxed{452,2 \text{ kN} > P_u = 410,4 \text{ kN} \text{ VERIFICA}}$$

- **Pandeo lateral del Alma**

(Sección K.1.5) (b)

$$\frac{\left(\frac{h}{t_w} \right)}{\left(\frac{L}{b_f} \right)} = \frac{\left(\frac{178}{0,794} \right)}{\left(\frac{1400}{38} \right)} = 6,09 > 1,7 \text{ no es aplicable el estado límite.}$$

No sería necesario colocar rigidizador por la acción de la carga concentrada pero se colocan para desarrollar el efecto de campo a tracción en el panel 3 (Figura Ej.15-3).

F – Unión soldada ala-ala

Aplicación Capítulo J.

De Tabla J.2.5 . observación e) se dimensiona la soldadura solamente con el flujo de corte.

- Flujo de cortante a través de la soldadura:

$$V = 830,4 \text{ kN}$$

$$F = \frac{V}{I_x} \cdot A_f \cdot \left(\frac{h}{2} + \frac{t_f}{2} \right) = \frac{830,4}{1743207,6} \cdot (38 \cdot 2,22) \cdot \left(89 + \frac{2,22}{2} \right) = 3,62 \text{ kN/cm}$$

(flujo de corte por unidad de longitud)

- Dimensiones de la soldadura.

Según Sección J.2.2 (b) no es necesario aplicar Tabla J.2-4 para tamaño mínimo de soldadura.

Espesor de la garganta $e_g = \frac{d}{\sqrt{2}}$ d = lado de la soldadura e_g = espesor de garganta

- Esfuerzo en la soldadura

$$f_s = \frac{F}{e_g} \cdot 10 = \frac{3,62}{\frac{d}{\sqrt{2}}} \cdot 10 = \frac{51,2}{d} \text{ MPa/cm}$$

- Capacidad de la soldadura (Tabla J.2-5)

$$F_s = \phi \cdot 0,6 \cdot F_{EXX} = 0,60 \cdot 0,6 \cdot 480 = 172,8 \text{ MPa por cada filete}$$

Para 2 filetes = $2 F_s$

Igualando:

$$f_s = 2 \cdot F_s \Rightarrow \frac{51,2}{d} \text{ MPa/cm} = 2 \cdot 172,8 \text{ MPa}$$

$$d = 0,15 \text{ cm} = 1,5 \text{ mm} \Rightarrow \boxed{\text{Adoptamos } d = 4 \text{ mm}}$$

EJEMPLO N° 16

Viga columna sometida a flexión disimétrica y axil. Aplicaciones Capítulos B, C, E, F y H y Apéndices B y F .

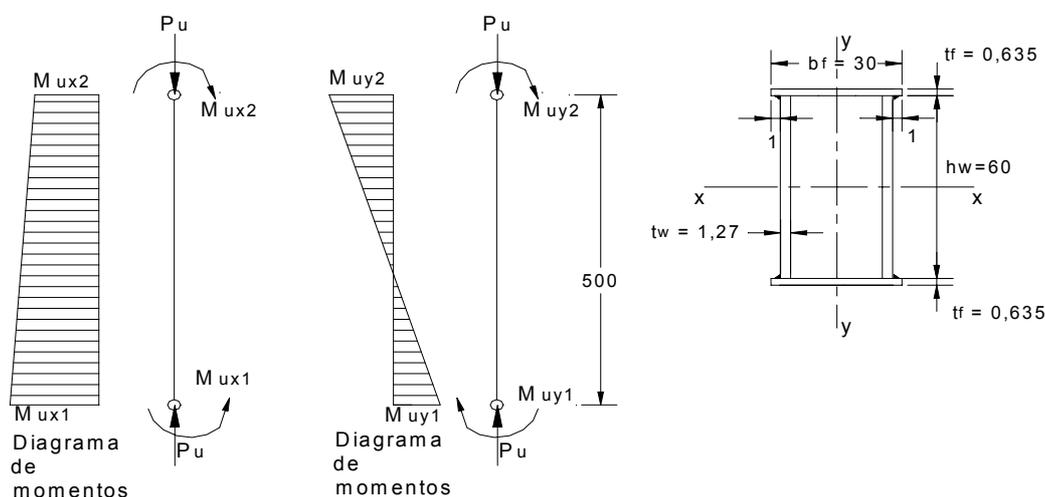
Enunciado:

Verificar la viga-columna de sección cajón propuesta sometida a compresión axil y flexión en dos direcciones.

La sección adoptada y las solicitaciones requeridas se indican en la Figura Ej.16-1. Acero de $F_y = 235 \text{ MPa}$.

Se supone la barra arriostrada en sus extremos contra desplazamientos laterales según "x" y según "y", no existiendo arriostramiento lateral en el tramo.

Resulta (Sección C.2-1) $k_x = k_y = 1$.



$$\begin{aligned}
 M_{ux1} &= 300 \text{ kN m} & A_g &= 2[0,635 \cdot 30 + 60 \cdot 1,27] = 190,5 \text{ cm}^2 \\
 M_{ux2} &= 250 \text{ kN m} & Z_x &= 3\,441,1 \text{ cm}^3 \\
 M_{uy1} &= 50 \text{ kN m} & Z_y &= 2\,323 \text{ cm}^3 & S_x &= 2\,635,6 \text{ cm}^3 \\
 M_{uy2} &= 120 \text{ kN m} & I_x &= 80\,741 \text{ cm}^4 & S_y &= 2\,007,3 \text{ cm}^3 \\
 P_u &= 1\,000 \text{ kN} & I_y &= 30\,109 \text{ cm}^4 \\
 r_x &= 20,6 \text{ cm} & r_y &= 12,57 \text{ cm} \\
 J &= \frac{2 \cdot (b \cdot h)^2}{(b/t_1) + (h/t_2)} = \frac{2 \cdot (26,73 \cdot 60,635)^2}{(26,73/0,635) + (60,635/1,27)} = 50\,480,6 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Figura Ej.16-1

Se debe verificar la ecuación de Interacción **H.1-1a** o **H.1-1b** para flexocompresión (Sección H.1.1).

Se determinaran las resistencias nominales a compresión axil (Capítulo E) y a flexión en las dos direcciones (Capítulo F y/o Apéndice F).

I – RESISTENCIA NOMINAL A FLEXIÓN ALREDEDOR DE “x”

I -a– Pandeo local de ala

Tabla B-5-1 (*) - Caso 10

b según Sección B.5.1 c) $b = 30 - 1 \cdot 2 = 28 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{28}{0,635} = 44$$

$$\lambda_r = \frac{665}{\sqrt{F_y}} = \frac{665}{\sqrt{235}} = 43,4$$

$$\lambda > \lambda_r \Rightarrow \text{Ala esbelta} \Rightarrow \text{Sección A-F.1 de Tabla A-F.1.1} \quad F_{cr} = \frac{S_{eff}}{S_x} \cdot F_y$$

Debemos determinar S_{eff} y aplicamos Apéndice B- Sección A-B.5.3.b (b).

Cuando $\frac{b}{t} > \frac{665}{\sqrt{f}}$ corresponde

$$b_e = \frac{855 \cdot t_f}{\sqrt{f}} \cdot \left[1 - \frac{150}{\left(\frac{b}{t}\right) \cdot \sqrt{f}} \right] \quad (\text{A-B.5-12})^*$$

La máxima tensión será $F_y = 235 \text{ MPa}$.

Para esa tensión el ancho efectivo es:

$$b_e = \frac{855 \cdot 0,635}{\sqrt{235}} \cdot \left[1 - \frac{150}{(44) \cdot \sqrt{235}} \right] = 27,6 \cong b = 28 \Rightarrow \boxed{b_e = b = 28 \text{ cm}}$$

Luego $S_{effx} = S_x = 2635,6 \text{ cm}^3$.

$$F_{cr} = \frac{2635,6}{2635,6} \cdot F_y = F_y = 235 \text{ MPa. de Tabla A-F.1-1.}$$

$$M_p = Z_x \cdot F_y \cdot 10^{-3} = 3441,1 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 808,6 \text{ kN m}$$

$$M_{nx} = S_x \cdot F_{cr} \cdot 10^{-3} = 2635,6 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = \boxed{619,3 \text{ kN m} < M_p = 808,6 \text{ kN m}} \quad (\text{A-F.1-4})$$

I -b– Pandeo local de alma

Aplicamos Tabla B-5.1(*) - caso 13. Se debe verificar según la observación (h) de la tabla que:

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{38,1}{152,4} = 0,25 < 2 \text{ VERIFICA}$$

$$\frac{P_U}{\phi \cdot P_y} = \frac{1000}{0,9 \cdot 235 \cdot 190,5 \cdot 10^{-1}} = 0,25 \quad 0,125 < 0,25 < 0,33$$

$$\text{Por lo tanto } \lambda_p = \frac{2140}{\sqrt{F_y}} \left(0,64 - \frac{P_u}{\phi \cdot P_y} \right) = \frac{2140}{\sqrt{235}} (0,64 - 0,25) = 54,44$$

$$\lambda_r = \frac{2550}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 0,74 \frac{p_u}{\phi \cdot P_y} \right) = \frac{2550}{\sqrt{235}} \left(1 - 0,74 \frac{1000}{0,9 \cdot 4476,75} \right) \cong 136$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{60}{1,27} = 47,2$$

$$\lambda < \lambda_p \Rightarrow M_n = M_p \quad (\text{A.F.1-1})$$

De Tabla A-F.1.1.

$$M_p = Z_x \cdot F_{yf} \cdot 10^{-3} = 3441,1 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 808,6 \text{ kN m}$$

$$\boxed{M_{nx} = 808,6 \text{ kN m}}$$

I -c- Pandeo lateral Torsional

$$L_b = 5 \text{ m}$$

$$L_p = \frac{26 \cdot r_y}{M_p} \cdot \sqrt{J \cdot A} = \frac{26 \cdot 12,57}{808,6} \cdot \sqrt{58480,6 \cdot 190,5} = 1349,05 \text{ cm} \quad (\text{F.1-5})^*$$

$$L_b < L_p \Rightarrow \boxed{M_n = M_p} \quad (\text{A.F.1-1})$$

De I -a , I -b y I -c la menor resistencia nominal es la que corresponde a I -a (Pandeo local de ala):

$$\boxed{M_{nx} = 619,3 \text{ kN m}}$$

II -RESISTENCIA NOMINAL A FLEXIÓN ALREDEDOR DE "y"

II -a- Pandeo local de ala

Tabla B-5-1 (*) - Caso 10

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{60}{1,27} = 47,2$$

$$\lambda_r = \frac{665}{\sqrt{F_y}} = \frac{665}{\sqrt{235}} = 43,4$$

$$\lambda > \lambda_r \Rightarrow \text{Ala esbelta} \Rightarrow \text{Sección A-F.1 de Tabla A-F.1.1} \quad F_{cr} = \frac{S_{eff}}{S_x} \cdot F_y$$

Debemos determinar S_{eff} y aplicamos Apéndice B- Sección A-B.5.3.b.(b)

$$b_e = \frac{855 \cdot t_f}{\sqrt{f}} \cdot \left[1 - \frac{150}{\left(\frac{b}{t}\right) \cdot \sqrt{f}} \right] \quad (\text{A-B.5-12})^*$$

La máxima tensión será $F_y = 235$ MPa.
Para esa tensión el ancho efectivo es:

$$b_e = \frac{855 \cdot 1,27}{\sqrt{235}} \cdot \left[1 - \frac{150}{(47,2) \cdot \sqrt{235}} \right] = 56,16 \text{ cm} < b = 60 \text{ cm}$$

$$b_e = 56,16 \text{ cm.} \quad b - b_e = 60 - 56,16 = 3,84 \text{ cm}$$

Se debe calcular S_{effy} .

Posición nueva del eje de gravedad

$$A_{eff} = A - (60 - 56,16) \cdot 1,27 = 185,62 \text{ cm}^2.$$

$$x_G = \frac{190,5 \cdot 14 - (60 - 56,16) \cdot 1,27 \cdot (28 - \frac{1,27}{2})}{185,62} = 13,65 \text{ cm}$$

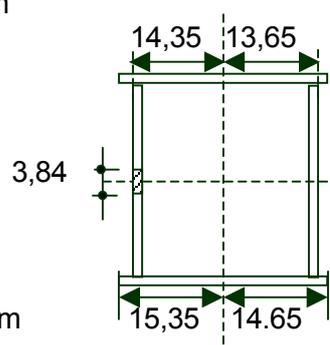


Figura Ej.16-2

$$I_{effy} = \left(\frac{15,35^3 \cdot 0,635}{3} \right) \cdot 2 + \left(\frac{14,65^3 \cdot 0,635}{3} \right) \cdot 2 + \frac{56,16 \cdot 1,27^3}{12} + 56,16 \cdot 1,27 \cdot (14,35 - \frac{1,27}{2})^2 +$$

$$+ \frac{60 \cdot 1,27^3}{12} + 60 \cdot 1,27 \cdot (13,65 - \frac{1,27}{2})^2 = 29\,205,51 \text{ cm}^4$$

$$S_{effy} = \frac{29\,205,51}{15,35} = 1902,50 \text{ cm}^3$$

$$F_{cr} = \frac{S_{effy}}{S_y} \cdot F_y = \frac{1902,50}{2007,30} \cdot 235 = 222,73 \text{ MPa}$$

$$M_{ny} = S_y \cdot F_{cr} \cdot 10^{-3} = 2007,3 \cdot 222,73 \cdot 10^{-3} = 447,09 \text{ kN m} < M_p \quad (\text{A-F.1-4})$$

Observaciones: No es necesario modificar el momento de inercia con respecto a x-x por ser prácticamente nula la incidencia de la reducción de sección en el alma comprimida (ver Figura Ej. 16-2).

Es de hacer notar que el procedimiento para determinar el Momento Nominal para pandeo local del ala es aproximado y del lado de la seguridad porque la determinación del ancho efectivo se realiza con una fórmula aplicable para compresión constante en el ala, situación que no ocurre en la columna sometida a flexión de ambas direcciones.

II -b- Pandeo local de alma

Aplicamos Tabla B-5.1 (*) - caso 13.

$$\frac{P_U}{\phi \cdot P_y} = \frac{1000}{0,9 \cdot 235 \cdot 190,5 \cdot 10^{-1}} = 0,25 \quad 0,125 < 0,25 < 0,33$$

$$\text{Por lo tanto } \lambda_p = \frac{2140}{\sqrt{F_y}} \left(0,64 - \frac{P_U}{\phi \cdot P_y} \right) = \frac{2140}{\sqrt{235}} (0,64 - 0,25) = 54,44$$

$$\lambda_r = \frac{2550}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 0,74 \frac{P_U}{\phi \cdot P_y} \right) = \frac{2550}{\sqrt{235}} \left(1 - 0,74 \frac{1000}{0,9 \cdot 4476,75} \right) = 135,8$$

$$\lambda = \frac{28}{0,635} = 44,1$$

$$\lambda < \lambda_p \Rightarrow \boxed{M_n = M_p} \quad (\text{A.F.1-1})$$

De Tabla A-F.1.1.

$$M_p = Z_y \cdot F_{yf} \cdot 10^{-3} = 2323 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = \mathbf{545,9 \text{ kN m}}$$

$$\boxed{M_n = 545,9 \text{ kN m}}$$

II -c- Pandeo lateral Torsional

No se verifica este estado Límite respecto al eje de menor inercia.

De II -a , II -b y II -c la menor resistencia nominal es la que corresponde a II -a (Pandeo local de ala):

$$\boxed{M_{ny} = 461,16 \text{ kN m}}$$

III -RESISTENCIA A COMPRESIÓN AXIL

Aplicación Capítulo E- Apéndice B – Sección A-B.5.3.b

Aplicamos la Tabla B-5.1 (*) - caso 12 , para determinar el factor Q de la sección.

A1a

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{28}{0,635} = 44,1 \quad \lambda_r = \frac{665}{\sqrt{F_y}} = \frac{665}{\sqrt{235}} = 43,4$$

$$\lambda > \lambda_r \Rightarrow \text{A1a esbelta}$$

A1a

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{60}{1,27} = 47,2 \quad \lambda_r = \frac{665}{\sqrt{F_y}} = \frac{665}{\sqrt{235}} = 43,4$$

$$\lambda > \lambda_r \Rightarrow \text{A1a esbelta}$$

Para determinar Q_a se procede por tanteos .

Dada la pequeña diferencia entre λ y λ_r suponemos $Q_a=0,99$.

Determinamos la esbeltez reducida λ_c en ambas direcciones.

$$\lambda_{cx} = \frac{k \cdot L}{\pi \cdot r_x} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1 \cdot 500}{\pi \cdot 20,6} \cdot \sqrt{\frac{235}{200\,000}} = 0,265 \quad (\text{E.2-4})$$

$$\lambda_{cy} = \frac{k \cdot L}{\pi \cdot r_y} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1 \cdot 500}{\pi \cdot 12,57} \cdot \sqrt{\frac{235}{200\,000}} = 0,434$$

Al ser $\lambda_{cx} < \lambda_{cy}$ La barra pandeará alrededor de "y". Se calcula la tensión crítica con el mayor valor de $\lambda_c \Rightarrow \lambda_c = \lambda_{cy} = 0,434$

$$\sqrt{Q} \cdot \lambda_c = \sqrt{0,99} \cdot 0,434 = 0,432 < 1,5$$

$$F_{cr} = Q \cdot (0,658^{Q \cdot \lambda_c^2} \cdot F_y) = 0,99 \cdot (0,658^{0,432^2} \cdot 235) = 215,18 \text{ MPa} \quad (\text{A-B.5-15})$$

La máxima tensión $f = \phi \cdot F_{cr} = 0,85 \cdot 215,18 = 182,91 \text{ MPa}$, luego se determina b_e para el ala y el alma con la ecuación (A-B.5-12)*

$$b_e = \frac{855 \cdot 0,635}{182,91} \cdot \left[1 - \frac{150}{(44,1) \cdot \sqrt{182,91}} \right] = 30,04 \text{ cm} > b = 28 \text{ cm} \rightarrow b_e = b = 28 \text{ cm}$$

$Q_a > 0,99$ (supuesto)

$$b_e = \frac{855 \cdot 1,27}{\sqrt{182,91}} \cdot \left[1 - \frac{150}{(47,2) \cdot \sqrt{182,91}} \right] = 61,4 \text{ cm} > b = 60 \text{ cm} \rightarrow b_e = b = 60 \text{ cm}$$

$Q_a > 0,99$ (supuesto)

Por lo tanto $Q_a=1$

$$\sqrt{Q} \cdot \lambda_c = \sqrt{1} \cdot 0,434 = 0,434 < 1,5$$

$$F_{cr} = Q \cdot (0,658^{Q \cdot \lambda_c^2} \cdot F_y) = 1 \cdot (0,658^{0,434^2} \cdot 235) = 217,2 \text{ MPa} \quad (\text{A-B.5-15})$$

Resistencia Nominal a Compresión.(Sección E.2)

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \cdot (10^{-1}) = 217,2 \cdot 190,5 \cdot (10^{-1}) \quad (\text{E.2-1})$$

$$\boxed{P_n = 4138 \text{ kN}}$$

Resistencia de Diseño a Compresión

$$P_d = \phi \cdot P_n = 0,85 \cdot 4138 = 3517 \text{ kN}$$

$$\boxed{P_d = 3517 \text{ kN} > P_u = 1000 \text{ kN}}$$

IV –CALCULO DE LOS COEFICIENTES B_1 de Amplificación de Momentos de 1er orden de la columna.

Aplicación de Capítulo C- Sección C-1.4

Al ser los extremos indesplazables $B_2 = 1$.

Calcularemos los coeficientes de amplificación de los momentos nominales de primer orden .

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{e1}}} \geq 1 \quad (\text{C.1-2})$$

Según “x”

$$P_{e1x} = \frac{A \cdot F_y}{\lambda_{cx}^2} = \frac{190,5 \cdot 235}{0,265^2} = 637486,65 \text{ kN}$$

caso a) No hay cargas transversales entre apoyos. Deformada con simple curvatura

$$C_m = 0,6 - 0,4 \cdot \left(\frac{M_{ux2}}{M_{ux1}} \right) = 0,6 - 0,4 \left(\frac{-250}{300} \right) = 0,933 \quad (\text{C.1-3})$$

Reemplazando en (C.1-2)

$$B_{1x} = \frac{0,933}{1 - \frac{1000}{637486,65}} = 0,934 < 1 \quad \Rightarrow \quad \boxed{B_{1x} = 1}$$

Según “y”

$$P_{e1y} = \frac{A \cdot F_y}{\lambda_{cy}^2} = \frac{190,5 \cdot 235}{0,434^2} = 237 674,93 \text{ kN}$$

caso a) No hay cargas transversales entre apoyos. Deformada con doble curvatura

$$C_m = 0,6 - 0,4 \cdot \left(\frac{M_{uy1}}{M_{uy2}} \right) = 0,6 - 0,4 \left(\frac{50}{120} \right) = 0,433 \quad (\text{C.1-3})$$

Reemplazando en (C.1-2)

$$B_{1y} = \frac{0,433}{1 - \frac{1000}{237 674,93}} = 0,435 < 1 \quad \Rightarrow \quad \boxed{B_{1y} = 1}$$

Los Momentos Requeridos son los de primer orden y no hay amplificación :

Se toman los momentos requeridos mayores en toda la longitud de la barra:

$$M_{ux} = M_{u1x} = \boxed{300 \text{ kN m}}$$

$$M_{uy} = M_{u1y} = \boxed{120 \text{ kN m}}$$

V - VERIFICACIÓN DE LA ECUACIÓN DE INTERACCIÓN

Aplicación Capítulo H- Sección H.1-2

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} = \frac{1000}{0,85 \cdot 4138} = 0,284 > 0,2$$

Aplicamos la Ecuación H.1-1a en Flexo Compresión

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} + \frac{8}{9} \cdot \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right] \leq 1 \quad (\text{H.1-2-a})$$

$$\frac{1000}{0,85 \cdot 4138} + \frac{8}{9} \cdot \left[\frac{300}{0,9 \cdot 619,3} + \frac{120}{0,9 \cdot 447,09} \right] = 0,284 + \frac{8}{9} (0,538 + 0,298) = 1,03 > 1$$

⇒ **VERIFICA**

Aunque la diferencia es pequeña y podría aceptarse en función que las resistencias nominales a flexión se determinaron conservadoramente, se corregirá el dimensionado como ejemplo.

Observando los resultados de la fórmula de interacción el mayor aporte a la interacción está dado por la flexión.

Analizando las Resistencias nominales a flexión se observa que en ambas direcciones el Estado límite crítico es el pandeo de ala que en ambos casos resulta esbelta.

Observando los término de la fórmula de interacción se ve que el mayor aporte es el debido a la flexión alrededor de "x". Por ello se hace compacta el ala referida a la flexión alrededor de "x" con lo que se mejora la resistencia de la sección con un pequeño incremento de sección.

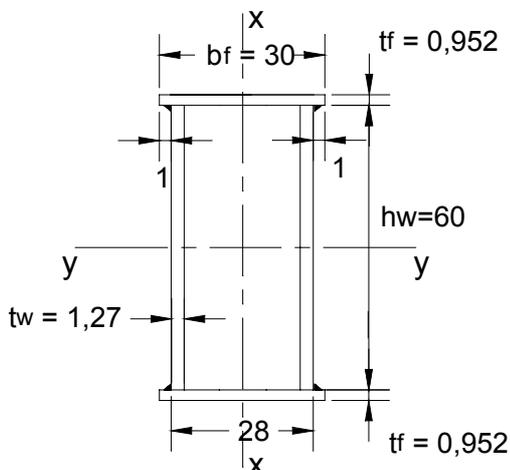
Para que el ala sea compacta el t_f debe ser :

De Tabla B.5.1 (*) - caso 10

$$\lambda_p = \frac{500}{\sqrt{F_y}} = \frac{500}{\sqrt{235}} = 32,62$$

$$\text{con } b = 28 \text{ cm} \Rightarrow t_f \geq \frac{28}{32,62} = 0,86 \Rightarrow \text{se adopta } t_f = \mathbf{0,952 \text{ cm}}$$

Resulta la sección :



$$\begin{aligned} A &= 209,52 \text{ cm}^2 \\ Z_x &= 4\,026,80 \text{ cm}^3 \\ Z_y &= 2\,465,3 \text{ cm}^3 \\ I_x &= 98\,776,6 \text{ cm}^4 \\ I_y &= 31\,526,7 \text{ cm}^4 \\ S_x &= 3\,191,28 \text{ cm}^3 \\ S_y &= 2\,108,8 \text{ cm}^3 \\ r_y &= 12,27 \text{ cm} \\ J &= 69\,788 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Figura Ej.16-3

I –RESISTENCIA NOMINAL A FLEXIÓN ALREDEDOR DE “x”**I -a– Pandeo local de ala**

Tabla B-5-1 (*) - Caso 10

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{28}{0,952} = 29,41 < \lambda_p = 32,62 \Rightarrow \text{Ala compacta}$$

$$M_n = M_p = 235 \cdot 4026,80 \cdot (10^{-3}) = \mathbf{946,3 \text{ kN m}}$$

I -b– Pandeo local de alma

Igual a la sección anterior

$$M_n = M_p = \mathbf{946,3 \text{ kN m}}$$

I -c– Pandeo lateral torsional

$$L_p = \frac{26 \cdot r_y}{M_p} \cdot \sqrt{J \cdot A} = \frac{26 \cdot 12,57}{946,3} \cdot \sqrt{69788 \cdot 209,52} = 1289 \text{ cm} > L_b = 500 \text{ cm} \quad (\text{F.1-5})^*$$

$$M_n = M_p = \mathbf{946,3 \text{ kN m}}$$

$$M_{nx} = M_p = \mathbf{946,3 \text{ kN m}}$$

II –RESISTENCIA NOMINAL A FLEXIÓN ALREDEDOR DE “y”**II -a– Pandeo local de ala**

Igual procedimiento que en la sección anterior

$$b_e = 56,16 \text{ cm}; A_{\text{eff}} = 204,64 \text{ cm}^2; x_G = 13,68 \text{ cm}; I_{\text{effy}} = 30634,14 \text{ cm}^4; S_{\text{effy}} = 1999,81 \text{ cm}^3$$

$$F_{cr} = \frac{S_{\text{effy}}}{S_y} \cdot F_y = \frac{1999,81}{2101,8} \cdot 235 = 223,6 \text{ MPa.}$$

$$M_{ny} = S_y \cdot F_{cr} \cdot 10^{-3} = 2101,8 \cdot 223,6 \cdot 10^{-3} = \mathbf{469,96 \text{ kN m} < M_p}$$

II -b– Pandeo local de alma

Igual a la sección anterior

$$M_n = M_p$$

II -c– Pandeo lateral torsional

Igual a la sección anterior

$$M_{ny} = \mathbf{469,96 \text{ kN m}}$$

III –RESISTENCIA A COMPRESIÓN AXIL

$$\lambda_{cy} = \frac{k \cdot L}{\pi \cdot r_y} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1 \cdot 500}{\pi \cdot 12,27} \cdot \sqrt{\frac{235}{200\,000}} = 0,445 \quad Q = Q_a = 1$$

$$\lambda_c \cdot \sqrt{Q} = 0,445 < 1,5 \Rightarrow F_{cr} = 0,658^{Q \cdot \lambda_c^2} \cdot F_y = 0,658^{0,445^2} \cdot 235 \quad (\text{E.2-2})$$

$$F_{cr} = 216,3 \text{ MPa}$$

Resistencia Nominal a Compresión.(Sección E.2)

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \cdot (10^{-1}) = 216,3 \cdot 209,52 \cdot (10^{-1}) \quad (\text{E.2-1})$$

$$P_n = 4532 \text{ kN}$$

IV - VERIFICACIÓN DE LA ECUACIÓN DE INTERACCIÓN

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} = \frac{1000}{0,85 \cdot 4532} = 0,26 > 0,2$$

Aplicamos la Ecuación (H.1-2a) en Flexo Compresión

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} + \frac{8}{9} \cdot \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right] \leq 1 \quad (\text{H.1-2-a})$$

$$\frac{1000}{0,85 \cdot 4532} + \frac{8}{9} \cdot \left[\frac{300}{0,9 \cdot 946,3} + \frac{120}{0,9 \cdot 469,96} \right] \cong 0,83 < 1 \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

EJEMPLO N° 17

Viga carril de puente grúa. Sección Doble Te de simple simetría.
Aplicación Capítulos A, F, K y Apéndices B, F y K.

Enunciado:

Dimensionar una viga carril para puente grúa con sección armada doble Te de simple simetría. La carga móvil resultante del peso del carro de carga, la carga nominal, peso del puente grúa y carro frontal es de 360 kN. Se consideraran los efectos del Impacto y las fuerzas de Frenado.

El Acero tiene $F_y = 235$ MPa.

La sección transversal será Doble Te de simple simetría con ala superior de mayor área. Los esfuerzos laterales de Frenado (F_t) serán soportados íntegramente por el ala superior (para evitar considerar efectos de Torsión).

La viga carril tiene una luz entre apoyos de 700 cm. Las ruedas del carro frontal se encuentran separadas 300 cm y transmiten igual carga.

La reacción máxima nominal total sobre la viga carril (carro de carga lo más próximo a la viga) es de 360 kN.

1) Solicitaciones Requeridas

El máximo momento flexor se obtiene ubicando una rueda a una distancia del centro igual a $\frac{1}{4}$ de la distancia entre ruedas y la otra a $\frac{3}{4}$ de esa distancia.

El máximo corte se obtiene ubicando una rueda inmediatamente próxima al apoyo.

- **Solicitaciones de Servicio**

- Permanentes $D = 1,9$ kN/m
- Sobrecarga $L = 360$ kN (180 kN c/rueda)

Efecto de **impacto** según sección A.4.1 (d) .Se multiplica la sobrecarga L por el coeficiente $\phi = 1,25$.

Los momentos máximos de servicio son:

$$M_{DS} = 11,6 \text{ kN m} \quad M_{LS} = 388,93 \text{ kN m (sin impacto)}$$

El máximo corte de servicio es :

$$V_{DS} = 6,65 \text{ kN} \quad V_{LS} = 282,8 \text{ kN (sin impacto)}$$

La combinación crítica (Sección A.4.2) es la (A.4-2) $\Rightarrow 1,2 D + 1,6 L$

- **Solicitaciones requeridas por cargas verticales**

$M_{ux} = 1,2 \cdot 11,6 + 1,6 \cdot 1,25 \cdot 388,93 = 791,8 \text{ kN m}$ $V_{ux} = 1,2 \cdot 6,65 + 1,6 \cdot 1,25 \cdot 282,8 = 573,58 \text{ kN}$

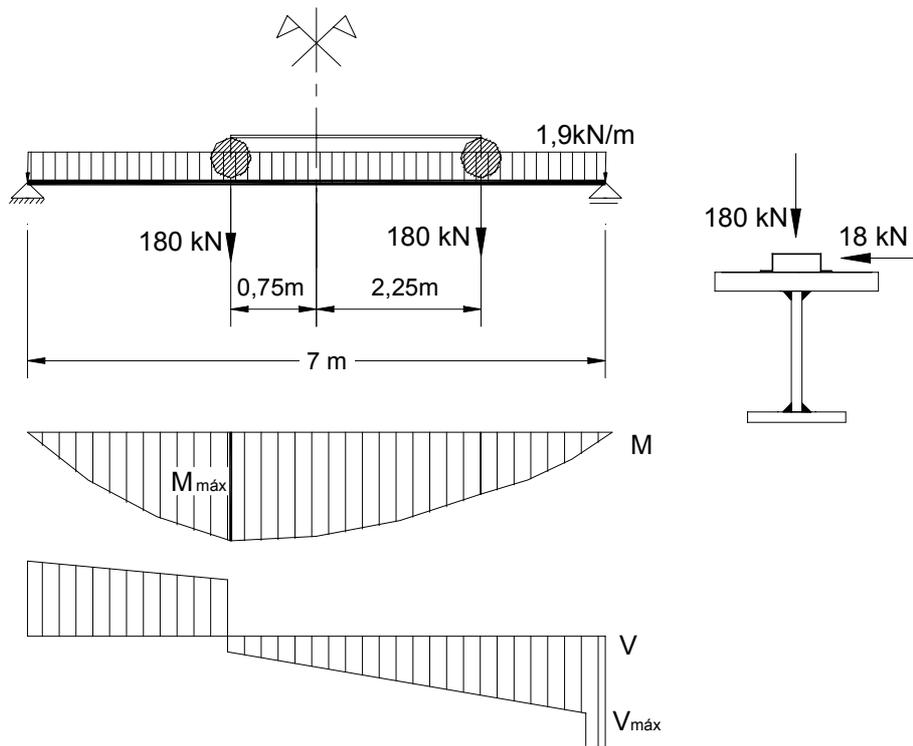


Figura Ej.17-1

- **Fuerzas horizontales** (Sección A.4.1.(e))

Se considera el frenado transversal. La fuerza lateral total es 20 % del peso del carro de carga y la carga nominal sin el peso propio de la grúa. Por simplificación se toma 20 % de la carga total de las ruedas.

Considerando igual rigidez lateral de la viga carril y la estructura de soporte se distribuye por igual entre las 2 vigas carril.

$$F_t = 10\% L = 18 \text{ kN c/rueda}$$

- **Solicitaciones requeridas por cargas horizontales**

$$M_{uy} = 0,1 \cdot 1,6 \cdot 388,93 = 62,3 \text{ kN m}$$

Se verificará a flexión disimétrica con la Sección H.1.2. Ecuación H.1-1b para $P_u = 0$. La flexión alrededor de "y" se considerará resistida sólo por el ala superior del perfil.

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \leq 1$$

2) Predimensionamiento y características mecánicas de la sección

El ala superior deberá soportar el momento requerido producido por las fuerzas horizontales. Se adopta:

$$b_{f1} = 40\text{cm} \quad t_{f1} = 3,175\text{ cm (1 1/4")}$$

Para el alma se adopta una relación altura-luz viga de 1/10:

$$\frac{h_w}{L} = \frac{1}{10} \quad \Rightarrow \quad h_w = \frac{700}{10} = 70\text{ cm}$$

$$h_w = 70\text{ cm} \quad t_w = 1,27\text{ cm (1/2")}$$

Para el **ala inferior** adoptamos una dimensión menor pues sus solicitaciones serán de tracción y debidas a la flexión alrededor de "x".

$$b_{f2} = 20\text{ cm} \quad t_{f2} = 1,27\text{ cm (1/2")}$$

La sección adoptada es la siguiente:

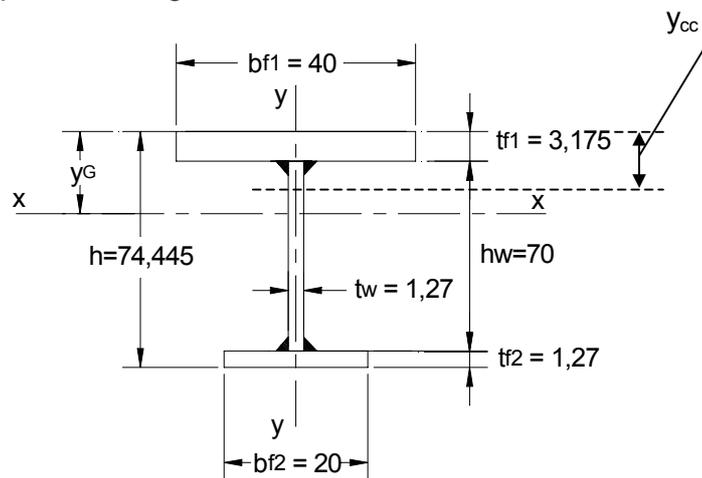


Figura Ej.17-2

Parámetros de la sección adoptada

$$A_w = 88,9\text{ cm}^2 \quad h_s = h_w + (t_{f1} + t_{f2}) \cdot 0,5 = 70 + \left(\frac{3,175 + 1,27}{2} \right) = 72,2225\text{ cm}$$

$$A_{f1} = 127\text{ cm}^2$$

$$A_{f2} = 25,40\text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 241,3\text{ cm}^2$$

y_G = Distancia del centro de gravedad de la sección al extremos superior del perfil:

$$y_G = \frac{A_{f1} \cdot \frac{t_{f1}}{2} + A_w \cdot \left(t_{f1} + \frac{h_w}{2} \right) + A_{f2} \cdot \left(t_{f1} + h_w + \frac{t_{f1}}{2} \right)}{A_{tot}} = 22,67\text{ cm}$$

$$y_{cc} = \frac{A_{f2} \cdot h_s}{A_{f1} + A_{f2}} + \frac{t_{f1}}{2} = \frac{25,40 \cdot 72,2225}{25,40 + 127} + \frac{3,175}{2} = 13,625 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{b_{f1} \cdot t_{f1}^3}{12} + A_{f1} \cdot \left(y_G - \frac{t_{f1}}{2}\right)^2 + \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + A_w \cdot \left(\frac{h_w}{2} + t_{f1} - y_G\right)^2 + \frac{b_{f2} \cdot t_{f2}^3}{12} + A_{f2} \cdot \left(t_{f1} + h_w + \frac{t_{f2}}{2} - y_G\right)^2$$

$$I_x = 180\,659,5 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{b_{f1}^3 \cdot t_{f1}}{12} + \frac{t_w^3 \cdot h_w}{12} + \frac{b_{f2}^3 \cdot t_{f2}}{12} = 17\,791,95 \text{ cm}^4$$

$$S_{xc} = \frac{I_x}{y_G} = 7\,969,1 \text{ cm}^3$$

$$S_{xt} = \frac{I_x}{t_{f1} + h_w + t_{f2} - y_G} = 3\,489,32 \text{ cm}^3$$

$$J = \frac{1}{3} \cdot (A_{f1} \cdot t_{f1}^2 + A_w \cdot t_w^2 + A_{f2} \cdot t_{f2}^2) = 488,20 \text{ cm}^4$$

$$C_W = 4208900 \text{ cm}^6$$

$$I_{yc} = I_{f1} = \frac{b_{f1}^3 \cdot t_{f1}}{12} = 16\,933,33 \text{ cm}^4$$

$$I_{yt} = I_{f2} = \frac{b_{f2}^3 \cdot t_{f2}}{12} = 846,67 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_{tot}}} = 8,59 \text{ cm}$$

Determinamos la posición del eje neutro plástico:

Si $A_{f1} < A_w + A_{f2} \Rightarrow$ el eje neutro se encuentra en el alma

Si $A_{f1} > A_w + A_{f2} \Rightarrow$ el eje neutro se encuentra en el ala superior

En este caso: $A_{f1} = 127 > A_w + A_{f2} = 114,3 \Rightarrow$ el eje neutro se encuentra en el ala superior.

Por equilibrio de fuerzas la distancia del eje neutro plástico al extremo superior del perfil (y_p) queda definida por:

$$y_p = \frac{A_{tot}}{2b_{f1}} = \frac{241,3}{2 \cdot 40} = 3,01625 \text{ cm}$$

Con lo cual el Módulo Plástico con respecto al eje "x" resulta:

$$Z_x = b_{f1} \frac{y_p^2}{2} + b_{f1} \frac{(t_{f1} - y_p)^2}{2} + A_w \left(\frac{h_w}{2} - y_p + t_{f1}\right) + A_{f2} \left(h_w - y_p + t_{f1} + \frac{t_{f2}}{2}\right) = 5\,106,23 \text{ cm}^3$$

El módulo plástico del ala superior con respecto al eje "y" es:

$$Z_y = \frac{b_{f1}^2 \cdot t_{f1}}{4} = 1270 \text{ cm}^3$$

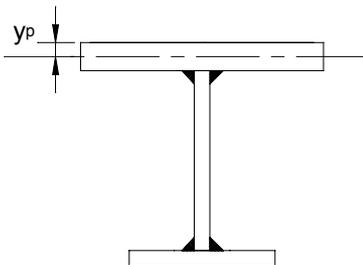


Figura Ej.17-3

3) Resistencias de diseño a Flexión

- **A Flexión según “x”**

Aplicamos sección A-F.1 y Tabla A-F.1-1

Pandeo local de Ala

$$\lambda_f = \frac{b_{f1}}{2 \cdot t_{f1}} = \frac{40}{2 \cdot 3,175} = 6,30$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{170}{\sqrt{235}} = 11,08$$

Tabla (B.5-1)(*) – Caso 2

$$\lambda_{f1} < \lambda_p \Rightarrow M_{nx} = M_{px}$$

(Ej.17-1) (A.F.1-1)

Pandeo local de Alma

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} = \frac{70}{1,27} = 55,12$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{1680}{\sqrt{235}} = 109,6$$

Tabla (B.5-1)(*) – Caso 9

$$\lambda_w < \lambda_p \Rightarrow M_{nx} = M_{px}$$

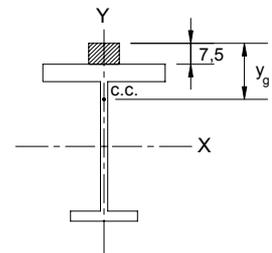
(Ej.17-2) (A.F.1-1)

Pandeo lateral torsional

Según Sección F.1.2 cuando la carga se aplica por encima del ala superior se debe realizar el análisis del caso.

Se hará el análisis comparativo del caso de carga aplicada en el centro de corte (dado por Reglamento) y carga a una distancia del centro de corte según Eurocode 3 – Anexo F.

I).- Según Reglamento carga en centro de corte (c.c.)



$$L_b = 700 \text{ cm}$$

$$\lambda_b = \frac{L_b}{r_y} = \frac{700}{8,59} = 81,50$$

$$\lambda_p = \frac{788}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{788}{\sqrt{235}} = 51,4$$

$$L_p = r_y \cdot \lambda_p = 8,59 \cdot 51,4 = 441,6 \text{ cm}$$

Para determinar $\lambda_r = \frac{L_r}{r_y}$ hay que determinar la Longitud L_r que es la longitud para la cual el Momento Crítico M_{cr} es igual al Momento Límite M_r .

Siendo :

$$F_L = F_y - F_r = 235 - 114 = 121 \text{ MPa}$$

$$M_r = F_L \cdot S_{xc} \cdot (10^{-3}) = 121 \cdot 7969,10 \cdot (10^{-3}) = 964,26 \text{ kN m}$$

Aplicando Tabla A-F.1-1

$$M_{cr} = \frac{400 \cdot C_b}{L_b} \cdot \sqrt{I_y \cdot J} \cdot \left[B_1 + \sqrt{1 + B_2 + B_1^2} \right]$$

$$\frac{I_{yc}}{I_y} = \frac{16933,33}{17791,95} = 0,95 \text{ según observación e) Tabla A-F.1-1} \Rightarrow C_b = 1$$

Para que $M_r = M_{cr}$ hacemos la longitud $L_b = L_r$ y reemplazamos en la fórmula de M_{cr} .

Definimos la siguientes expresiones:

$$T_1 = 400 \cdot \sqrt{I_y \cdot J} = 400 \cdot \sqrt{17791,95 \cdot 488,2} = 1178882,9$$

$$T_2 = B_1 \cdot L_r = 2,25 \cdot h \cdot \left(2 \frac{I_{yc}}{I_y} - 1 \right) \sqrt{\frac{I_y}{J}} = 2,25 \cdot 70 \cdot \left(2 \frac{16933,33}{17791,95} - 1 \right) \sqrt{\frac{17791,95}{488,20}} = 843,62 \text{ cm}$$

$$T_3 = B_2 \cdot L_r^2 = 25 \cdot h^2 \cdot \left(1 - \frac{I_{yc}}{I_y} \right) \left(\frac{I_{yc}}{J} \right) = 25 \cdot 70^2 \cdot \left(1 - \frac{16933,33}{17791,95} \right) \left(\frac{16933,33}{488,20} \right) = 250001,5 \text{ cm}^2$$

Igualando M_r con M_{cr} y despejando L_r (ver "Estructuras de Acero con LRFD" de T. Galambos, F. J. Lin y Johnston, pag. 81).

$$L_r = \sqrt{\frac{\left(2 \cdot M_r \cdot \frac{T_2}{T_1} \right) + 1 + \sqrt{\left(2 \cdot M_r \cdot \frac{T_2}{T_1} + 1 \right)^2 + 4 \left(M_r^2 \cdot \frac{T_3}{T_1^2} \right)}}{2 \cdot \frac{M_r^2}{T_1^2}}}$$

$$L_r = 1889,6 \text{ cm}$$

II).- Según Eurocode 3 – Apéndice F.

El momento crítico elástico para una sección de simple simetría cuando no hay restricción al giro y al alabeo en los apoyos a desplazamiento lateral ($k = 1$, $k_w = 1$) es:

$$M_{cr} = \frac{c_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(L_b)^2} \cdot \left\{ \left[\frac{C_w}{I_y} + \frac{L_b^2 \cdot G \cdot J}{\pi^2 \cdot E \cdot I_y} + (c_2 \cdot y_g - c_3 \cdot y_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (c_2 \cdot y_g - c_3 \cdot y_j) \right\}$$

dónde:

y_g = distancia entre el punto de aplicación de la carga y centro de corte (cm.)
 positiva para cargas gravitatorias aplicadas por encima del centro de corte.

y_j = positiva cuando el ala mayor está comprimida (cm)

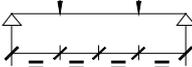
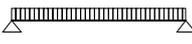
$$= 0,8 \cdot (2 \cdot \beta_f - 1) \cdot h_s / 2 \quad \text{si } \beta_f > 0,50$$

$$= 1,0 \cdot (2 \cdot \beta_f - 1) \cdot h_s / 2 \quad \text{si } \beta_f < 0,50$$

$$\beta_f = \frac{I_{yc}}{I_{yc} + I_{yt}}$$

c_1, c_2, c_3 : coeficientes que dependen de las condiciones de carga y apoyo.

Por ejemplo, para $k=1$ y $k_w=1$.

Diagrama de Carga y Apoyo	C_1	C_2	C_3
	1,365	0,553	1,73
	1,046	0,430	1,12
	1,132	0,459	0,525

$$y_g = y_{cc} + \text{altura riel} = 13,625 + 7,5 = 21,125 \text{ cm}$$

$$\beta_f = \frac{16\,933,33}{16\,933,33 + 846,67} = 0,9524 > 0,50$$

$$y_j = 0,8 \cdot (2 \cdot 0,9524 - 1) \cdot 72,2225 \cdot 0,50 = 26,14 \text{ cm}$$

Se adoptan por mayor similitud del diagrama real: $c_1=1,046$; $c_2=0,43$; $c_3=1,12$

$$M_{cr} = \frac{1,046 \cdot \pi^2 \cdot 2\,000\,000 \cdot 17791,95}{700^2} \cdot \left\{ \left(\frac{4\,208\,900}{17\,791,95} + \frac{700^2 \cdot 772\,000 \cdot 488,20}{\pi^2 \cdot 2\,000\,000 \cdot 17\,791,95} \right)^{0,50} - (0,43 \cdot 21,125 - 1,12 \cdot 26,14) \right\} = 40\,784\,375 \text{ Kg.cm.}$$

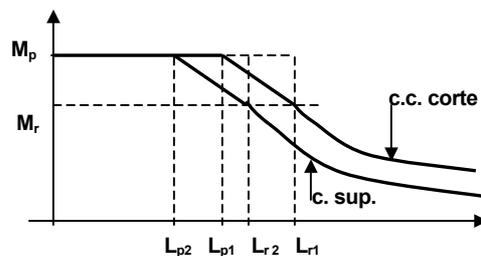
$$M_{cr} = 4\,078,4 \text{ kN.m}$$

Se hace $M_{cr} = M_r$ y se obtiene el valor de $L_b = L_r$

$$964,26 \text{ kN.m} = (10)^{-4} \frac{c_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(L_r)^2} \cdot \left\{ \left[\frac{C_W}{I_y} + \frac{L_r^2 \cdot G \cdot J}{\pi^2 \cdot E \cdot I_y} + (c_2 \cdot y_g - c_3 \cdot y_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (c_2 \cdot y_g - c_3 \cdot y_j) \right\}$$

Resulta $L_r = 1\,789 \text{ cm.}$

III).-



Se corre la curva en la misma proporción en que resultan los L_r determinados por el Reglamento para cargas en el centro de corte y por Eurocode para carga sobre el ala superior.

$$L_{r1} = 1\,889,6 \text{ cm} \quad L_{r2} = 1\,789 \text{ cm} \quad (L_{r2} / L_{r1}) = 1789 / 1889,6 = 0,946$$

$$L_{p1} = 441,6 \text{ cm} \quad L_{p2} = 441,6 \times 0,946 = 417,75 \text{ cm}$$

Se adoptan $L_r = L_{r2} = 1\,789 \text{ cm}$; $L_p = L_{p2} = 417,75 \text{ cm}$.

Se obtienen:

$$\lambda_r = \frac{L_r}{r_y} = \frac{1789}{8,59} = 208,2$$

$$\lambda_p = \frac{L_p}{r_y} = \frac{417,75}{8,59} = 48,63$$

$$\lambda_p = 48,53 < \lambda_b = 81,50 < \lambda_r = 220$$

$$M_{nx} = M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{\lambda_b - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \quad (\text{A-F.1-1})$$

Siendo :

$$M_p = Z_x \cdot F_y \cdot (10^{-3}) = 5106,23 \cdot 235 \cdot (10^{-3}) = 1200 \text{ kNm}$$

Reemplazando en A-F.1-1

$$M_{nx} = 1200 - (1200 - 964,26) \left(\frac{81,50 - 48,63}{208,2 - 48,63} \right) = 1153,3 \text{ kN m} < M_p \quad (\text{Ej.17-3})$$

De (Ej.17-1) ,(Ej.17-2) y (Ej.17-3) la menor resistencia nominal es la que corresponde a Pandeo lateral Torsional (Ej.17-3).

La Resistencia Nominal a flexión según eje "x" es :

$$M_{nx} = 1153,3 \text{ kN m}$$

• A Flexión según "y"

Aplicando la Tabla A-F.1-1 \Rightarrow Estado límite : Pandeo Local de Ala

$$\lambda_{r1} = 6,30 < \lambda_p = 11,09 \Rightarrow M_{ny} = M_{py}$$

$$M_{py} = Z_y \cdot F_y \cdot (10^{-3}) = 1270 \cdot 235 \cdot (10^{-3}) = 298,45 \text{ kNm}$$

$$M_{ny} = 298,45 \text{ kN m}$$

4) Verificación a Flexión disimétrica

La ecuación de interacción es (Ecuación H.1-1b con $P_u = 0$)

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} = \frac{791,8}{0,9 \cdot 1151,3} + \frac{62,3}{0,9 \cdot 298,45} = \mathbf{0,996 < 1}$$

VERIFICA flexión disimétrica

5) Verificación a Corte

Aplicamos Capítulo F. Sección F.2-2.

$$\frac{h}{t_w} = \frac{70}{1,27} = 55,12 < \frac{1100}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{1100}{\sqrt{235}} = 71,76$$

Con lo cual, la Resistencia nominal a Corte resulta:

$$V_n = 0,6 \cdot F_{yw} \cdot A_w \cdot (10^{-1}) = 0,6 \cdot 235 \cdot 70 \cdot 1,27 \cdot (10^{-1}) = 1253,5 \text{ kN} \quad (\text{F.2-1})^*$$

- **Resistencia de Diseño**

$$V_d = \phi_v \cdot V_n = 0,9 \cdot 1253,5 \text{ kN} = \mathbf{1128,5 \text{ kN} > V_u = 573,58 \text{ kN} \Rightarrow \text{VERIFICA CORTE}}$$

6) Verificación a Fatiga

Aplicamos Capítulo K. Sección K-3 y Apéndice K. Sección A-K.3.

Debe verificarse a fatiga pues el desplazamiento del carro frontal y el carro de carga producen variaciones de tensiones. Las tensiones son siempre del mismo signo.

El tipo de tensión a considerar es la tracción.

La situación es el material base del ala inferior y la soldadura de unión de ala inferior y alma.

Para la determinación del rango de tensión se considera la acción de sobrecarga útil que es lo que produce variaciones. Se verifica fatiga para acciones de servicio.

- **Posición de la carga para máxima sollicitación**

Corresponde a la situación adoptada para determinar la resistencia requerida a flexión.

$$M_{x\text{máx.}} = 388,93 \text{ kN m}$$

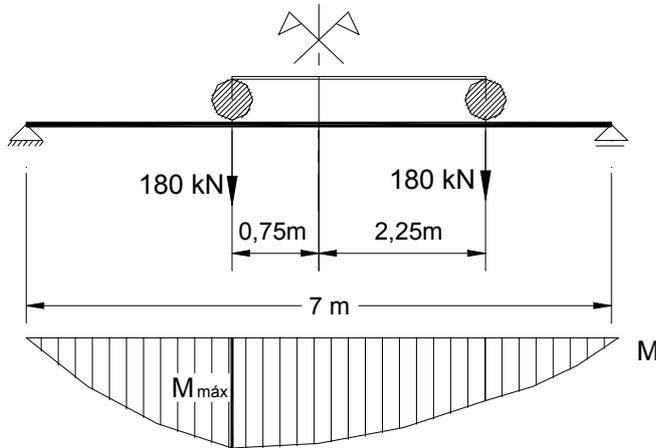


Figura Ej.17-4

- **Posición de carga para mínima sollicitación**

Corresponde al carro frontal en otro tramo de la viga carril .

$$M_{x \text{ mín.}} = 0 \text{ kN m}$$

- **Rango de variación de Momentos**

$$\Delta M = M_{\text{máx}} - M_{\text{mín}}$$

$$\Delta M = 388,93 \text{ kN m}$$

- **Rango de Tensión bajo cargas de servicio**

$$\Delta F_{\text{ala}} = \frac{\Delta M}{S_{xt}} = \frac{388,93}{3489,32} \cdot (10^3) = 111,5 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_{\text{sol}} = \frac{\Delta M}{I_x} \cdot y_{\text{sol}} = \frac{388,93}{180.659,5} \cdot 50,505 \cdot (10^3) = 108,8 \text{ MPa}$$

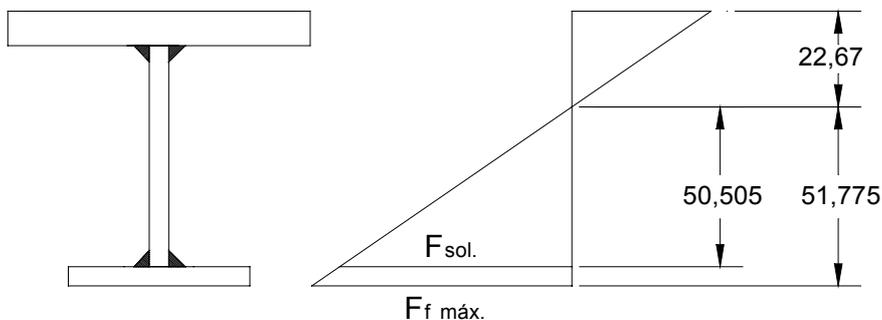


Figura Ej.17-5

- **Rango de Tensión de Diseño**

Adoptamos que se producirán 10 aplicaciones diarias durante 25 años con lo cual el Número de ciclos resulta $N = 91250$.

De acuerdo a los diferentes gráficos y secciones de la Tabla A-K3.1, se adopta para este caso la Sección 3.1, con los siguientes detalles. (

Condición general : Componentes de Uniones Soldadas de Barras armadas.

Situación: “Metal base y metal de aporte en barras sin piezas accesorias unidas, armadas con chapas o perfiles unidos por soldadura continua a tope de penetración completa o parcial o por soldadura de filetes continuas, paralelas a la dirección de la tensión aplicada”

Categoría de tensión:: B

Constante: $C_f = 12000000000 = 120 \cdot 10^8$

Umbral: $F_{TH} = 110 \text{ MPa}$.

El Rango de Tensión bajo cargas de Servicio será menor o igual que el Rango de Tensión de Diseño (F_{SR}) calculado según lo siguiente:

$$F_{SR} = \left\{ \frac{327 \cdot C_f}{N} \right\}^{0,333} \geq F_{TH} \quad (\text{A-K.3-1})$$

$$F_{SR} = \left\{ \frac{327 \cdot 12000000000}{91250} \right\}^{0,333} = 348 \text{ MPa} \geq F_{TH} = 110 \text{ MPa}$$

Rango de tensión ala $\Delta F_{ala} = 111,5 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICA FATIGA}$
 Rango de tensión soldadura $\Delta F_{sol} = 108,8 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICA FATIGA}$

7) Verificación a cargas concentradas

Se verifica solamente el efecto de las cargas concentradas de las ruedas del puente grúa. Si fuera necesario deberá verificarse el apoyo de la viga según la forma de apoyo de la misma.

- **Fluencia local del alma**

Aplicación Capítulo K. Sección K.1.3

La acción de la rueda del puente grúa se distribuye en el alma según el siguiente esquema:

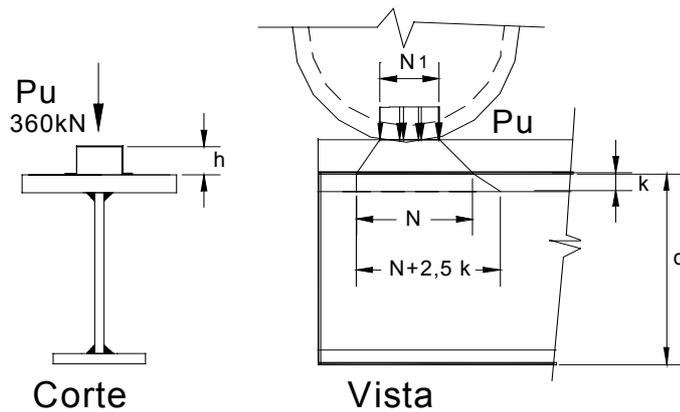


Figura Ej.17-6

$$P_u = 180 \cdot 1,25 \cdot 1,6 = 360 \text{ kN}$$

siendo :

h = altura del riel = 7,5 cm

N_1 = longitud de aplicación de la carga de la rueda sobre el riel = 5 cm.

$N = 7,5 + 2 \cdot 5 = 17,5$ cm

Resistencia nominal para carga cercana al apoyo

$$R_n = (N + 2,5 \cdot k) \cdot t_w \cdot F_{yw} \cdot (10^{-1}) = (17,5 + 2,5 \cdot 3,175) \cdot 1,27 \cdot 235 \cdot (10^{-1}) = 759,1 \text{ kN} \quad (\text{K.1-2})$$

Resistencia de Diseño :

$$R_d = \phi \cdot R_n = 1 \cdot 759,1 \text{ kN} = \boxed{759,1 \text{ kN} > P_u = 360 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA}}$$

- **Pandeo localizado del Alma**

Aplicación Sección K.1-4. Caso b) y Anexo 1.

$$P_u = 360 \text{ kN} \quad N/d = 17,5/74,445 = 0,235$$

Resistencia nominal

$$R_n = 17,9 \cdot t_w^2 \cdot \left[1 + 4 \cdot \left(\frac{N}{d} - 0,2 \right) \cdot \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \cdot \sqrt{\frac{F_{yw} \cdot t_f}{t_w}} \quad (\text{K.1-5b})^*$$

$$R_n = 17,9 \cdot (1,27)^2 \cdot \left[1 + 4 \cdot \left(\frac{17,5}{74,445} - 0,2 \right) \cdot \left(\frac{1,27}{3,175} \right)^{1,5} \right] \cdot \sqrt{\frac{235 \cdot 3,175}{1,27}} = 830,84 \text{ kN}$$

Resistencia de diseño:

$$R_d = \phi \cdot R_n = 0,75 \cdot 830,84 \text{ kN} = \boxed{623,13 \text{ kN} > P_u = 360 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA}}$$

- **Pandeo lateral del alma**

Aplicación de Sección K.1.5

Caso b) el ala comprimida no tiene restricción de giro.

Se toma peor condición $b_f = b_{f2}$ $t_f = t_{f2}$ (ala traccionada)

$$\frac{\left(\frac{h}{t_w}\right)}{\left(\frac{L}{b_f}\right)} = \frac{\left(\frac{70}{1,27}\right)}{\left(\frac{700}{20}\right)} = 1,575 < 1,7$$

$$R_n = \frac{C_r \cdot t_w^3 \cdot t_f}{h^2} \cdot \left[0,4 \cdot \left(\frac{h/t_w}{L/b_f}\right)^3 \right] \cdot (10^{-1}) \quad (\text{K.1-7})$$

$$M_{y_x} = S_{xt} \cdot F_y (10^{-3}) = 3489,32 \cdot 235 \cdot (10^{-3}) = 820 \text{ kN} > M_{u_x} = 791,8 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow C_r = 6,62 \cdot 10^6 \text{ MPa}$$

$$R_n = \frac{6,62 \cdot 10^6 \cdot 1,27^3 \cdot 1,27}{70^2} \cdot \left[0,4 \cdot \left(\frac{70/1,27}{700/20}\right)^3 \right] \cdot (10^{-1}) = 549 \text{ kN}$$

La resistencia de diseño :

$$R_d = \phi \cdot R_n = 0,85 \cdot 549 \text{ kN} = 466,7 \text{ kN} > 360 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA}$$

Falta verificar deformación vertical máxima en servicio . La deformación admisible es mayor a **L/800** según tipo de grúa.(Tabla A-L.4-1).

También deberá verificarse el desplazamiento lateral por la fuerza lateral de frenado en servicio.

EJEMPLO N° 18

Viga-columna. Sección Doble Te de doble simetría sometida a carga axial y momento flexor en una dirección.

Aplicación Capítulos A, B,C,E,F y H, y Comentarios Capítulo C.

Enunciado

Proyectar la columna C_1 del pórtico del Ejemplo N°9 utilizando un perfil laminado Doble Te. La columna está sometida a una fuerza de compresión y a momentos flexores aplicados en sus extremos, además de una carga transversal uniforme de viento .

El Acero tiene $F_y = 235$ MPa.

1) Solicitaciones Requeridas

Para considerar los efectos de Segundo Orden (Sección C.1.4) se utiliza el método aproximado de amplificación de momentos de primer orden.

Las resistencias requeridas a flexión se discriminan en

M_{nt} = resistencia a flexión requerida obtenida por análisis de primer orden considerando el pórtico indesplazable.

M_{lt} = resistencia a flexión requerida resultante del desplazamiento lateral del pórtico.

- Del análisis estructural resultan los siguientes diagramas de momentos flexores de servicio para la columna C1 y para las acciones indicadas.

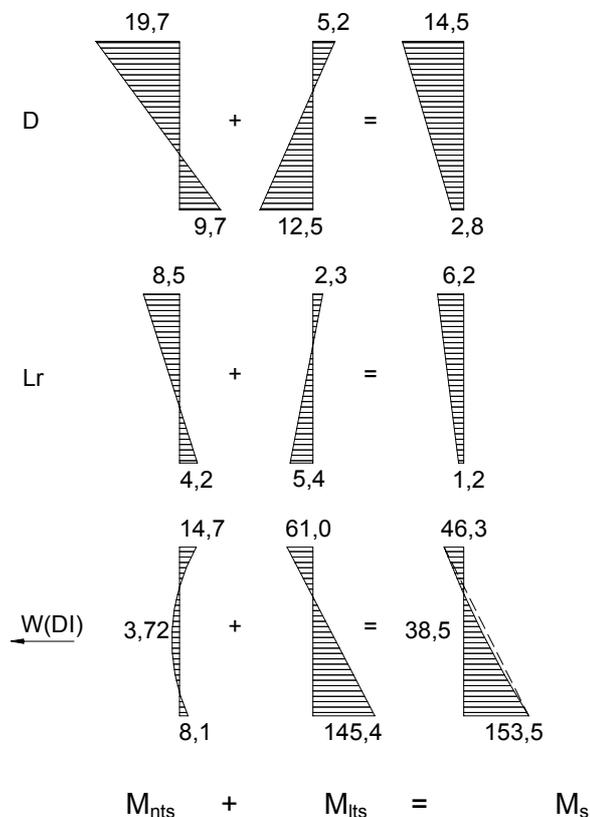


Figura Ej.18-1

- La combinación más desfavorable de axil y momento para la columna C1 según el Ejemplo N°9 es la (A.4-4) con el viento de derecha a izquierda (ver página Ej.9-3 → M_{3DI} y N_{3DI}). La combinación es $1,2D + 1,3W + 0,5L$. Resultan los siguientes diagramas de momentos requeridos.

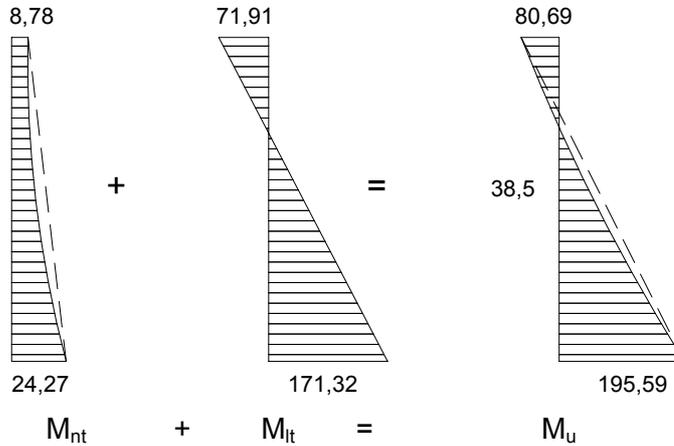


Figura Ej.18-2

Las fuerzas axiales (todas de compresión), obtenidas del Ejemplo N°9, para la combinación A.4-4 y para las tres columnas del pórtico son:

$P_{uc1} = -22,19 \text{ kN}$ $P_{uc2} = -8,09 \text{ kN}$ $P_{uc3} = -7,87 \text{ kN}$

La columna no está sometida a momentos flexores alrededor del eje "y".

Los diagramas de carga y los condiciones de vínculo en ambas direcciones se indican en la Figura Ej.18-3.

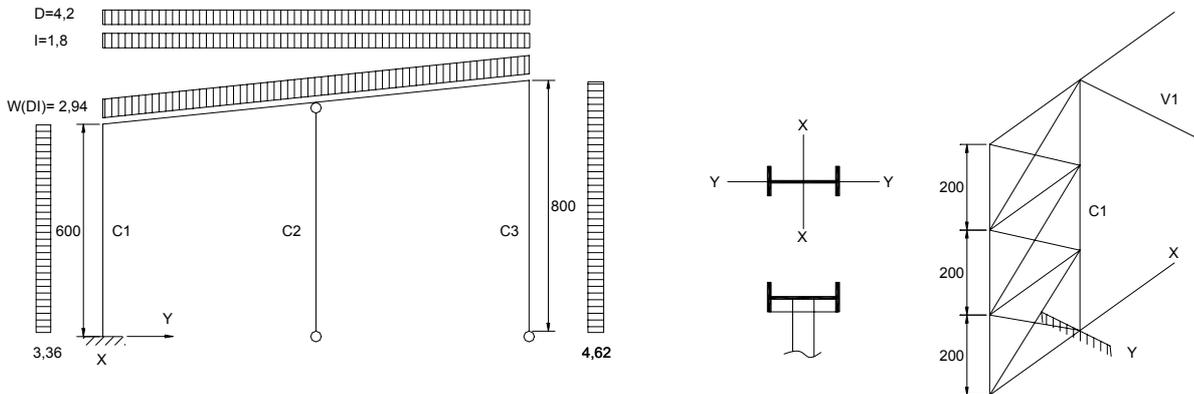
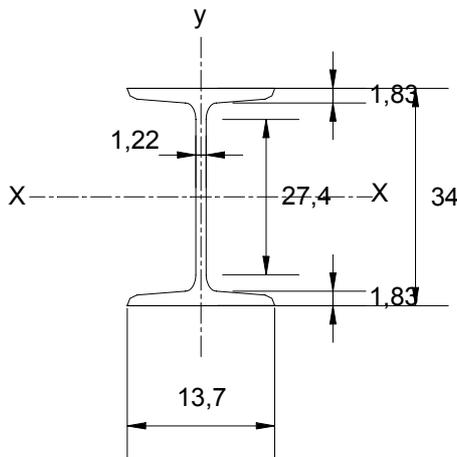


Figura Ej. 18-3

Los arriostramientos a pandeo flexional alrededor del eje "y" por su diseño también arriostran a pandeo lateral.

2) Predimensionado

Proponemos un perfil Doble Te IPN340



Características de la sección:

$$\begin{aligned}
 A &= 86,7 \text{ cm}^2 \\
 I_x &= 15\,700 \text{ cm}^4 \\
 I_y &= 674 \text{ cm}^4 \\
 S_x &= 923 \text{ cm}^3 \\
 S_y &= 98,4 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Z_x &= 1\,080 \text{ cm}^3 \\
 r_x &= 13,5 \text{ cm} \\
 r_y &= 2,80 \text{ cm} \\
 J &= 74,3 \text{ cm}^4 \\
 C_w &= 176\,300 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

Figura Ej.18-2

Se deberá verificar la ecuación de interacción (H.1-1a) o (H.1-1b) para flexocompresión (Sección H.1.2).

Se determinarán las resistencias nominales a compresión axial (Capítulo E) y a flexión alrededor del eje "x" (Capítulo F).

3) Resistencia nominal a Flexión

Aplicamos Capítulo F y Tabla A-F.1-1

- Pandeo local de Ala

Tabla B.5-1 (*) - Caso 1

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = \frac{13,7}{2 \cdot 1,83} = 3,74$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{170}{\sqrt{235}} = 11,08$$

$$\lambda_f < \lambda_p \Rightarrow M_{nx} = M_{px}$$

(F.1-1) y (A.F.1-1)

- Pandeo local de Alma

Aplicamos Tabla B.5-1 (*) - Caso 13.

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} = \frac{27,4}{1,22} = 22,4$$

$$\frac{P_u}{\phi_b \cdot P_y} = \frac{22,19}{0,9 \cdot 235 \cdot 86,7 \cdot 10^{-1}} = 0,012 < 0,125$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 2,75 \frac{P_u}{\phi \cdot P_y} \right) = \frac{1680}{\sqrt{235}} (1 - 2,75 \cdot 0,012) = 105,9$$

$$\boxed{\lambda_w < \lambda_p \Rightarrow M_{nx} = M_{px}}$$

(A.F.1-1) y (A.F.1-1)

- Pandeo lateral torsional

Aplicamos Tabla A-F.1-1

Cargas aplicadas en alma.

$$L_b = 200 \text{ cm}$$

$$\lambda_b = \frac{L_b}{r_y} = \frac{200}{2,80} = 71,43$$

$$\lambda_p = \frac{788}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{788}{\sqrt{235}} = 51,4 \quad (\text{F.1-4})^*$$

$$\lambda_r = \frac{X_1}{F_L} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot F_L^2}}$$

$$F_L = F_y - F_r = 235 - 69 = 166 \text{ MPa}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}} = \frac{\pi}{1260} \cdot \sqrt{\frac{202.000 \cdot 78.000 \cdot 74,3 \cdot 86,7}{2}} = 24.247 \text{ MPa} \quad (\text{F.1-8})$$

$$X_2 = 4 \cdot \frac{C_w}{I_y} \cdot \left(\frac{S_x}{G \cdot J} \right)^2 = 4 \cdot \frac{176.300}{674} \cdot \left(\frac{923}{78.000 \cdot 74,3} \right)^2 = 2,65 \cdot 10^{-5} \text{ MPa}^{-2} \quad (\text{F.1-9})$$

$$\lambda_r = \frac{24.247}{166} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + 2,65 \cdot 10^{-5} \cdot 166^2}} = 222,2$$

$$\boxed{\lambda_p < \lambda < \lambda_r} \Rightarrow M_n = C_b \cdot \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] \quad (\text{A.F.1-2})$$

Conservadoramente $C_b = 1$

$$M_r = F_L \cdot S_x \cdot (10^{-3}) = 166 \cdot 923 \cdot (10^{-3}) = 153,22 \text{ kN.m}$$

$$M_p = F_y \cdot Z_x \cdot (10^{-3}) = 235 \cdot 1080 \cdot (10^{-3}) = 253,8 \text{ kN.m} < 1,5 M_y = 1,5 S_x \cdot F_y = 325,3 \text{ kN.m}$$

$$M_n = 1 \cdot \left[253,8 - (253,8 - 153,22) \left(\frac{71,43 - 51,4}{222,2 - 51,4} \right) \right] = 242 \text{ kN.m} < M_p$$

La menor resistencia es la que corresponde a pandeo Lateral Torsional, por lo tanto la resistencia nominal a flexión de la columna es:

$$\boxed{M_n = 242 \text{ kN.m}}$$

4) Resistencia nominal a Compresión

Aplicación Capítulo E – Sección E.2.

Se verifica compacidad de ala y alma aplicando Tabla B.5-1.

- Ala

Tabla B.5-1 (*) - caso 4.

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = \frac{13,7}{2 \cdot 1,83} = 3,74$$

$$\lambda_r = \frac{250}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{250}{\sqrt{235}} = 16,3$$

$$\lambda_{f1} < \lambda_r \Rightarrow \text{ala no esbelta}$$

- Alma

Aplicamos Tabla B.5-1 (*) - Caso 12.

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} = \frac{27,4}{1,22} = 22,4$$

$$\lambda_r = \frac{665}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{665}{\sqrt{235}} = 43,4$$

$$\lambda_w < \lambda_r \Rightarrow \text{alma no esbelta}$$

$$\text{SECCIÓN NO COMPACTA} \Rightarrow Q = 1$$

- Cálculo de la resistencia nominal a compresión axil

Los factores “ k_x ” de las columnas han sido determinados en el Ejemplo N°9 con las correcciones correspondientes.

Para la columna C1 y para la combinación de acciones analizada.

$$k_x = 1,93$$

Para la dirección “y” según los vínculos indicados en la Figura Ej.18-3 resulta el factor de longitud efectiva $k_y=1$.

Las longitudes de pandeo de la columna son:

$$L_x = 600 \text{ cm}$$

$$L_y = 600/3 = 200 \text{ cm}$$

Esbelteces :

$$\lambda_x = \frac{k_x L_x}{r_x} = \frac{1,93 \cdot 600}{13,5} = 85,8$$

$$\lambda_y = \frac{k_y L_y}{r_y} = \frac{1 \cdot 200}{2,80} = 71,4$$

$\lambda_x > \lambda_y \Rightarrow$ Manda pandeo alrededor de "x" $Q=1$

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{k \cdot L}{r} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1}{\pi} \cdot 85,8 \cdot \sqrt{\frac{235}{200\,000}} = 0,936 < 1,5 \quad (\text{E.2-4})$$

$$F_{cr} = \left(0,658^{\lambda_c^2}\right) \cdot F_y = \left(0,658^{0,936^2}\right) \cdot 235 = 162,86 \text{ MPa} \quad (\text{E.2-2})$$

Resistencia nominal a compresión:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \cdot (10^{-1}) = 162,86 \cdot 86,7 \cdot (10^{-1}) = 1412 \text{ kN} \quad (\text{E.2-1})$$

5) Cálculo de los factores de amplificación de Momentos de Primer orden (Sección C.1.4)

• Cálculo de B_1

$$B_1 = \frac{C_m}{\left[1 - \frac{P_u}{P_{e1}}\right]} \geq 1 \quad (\text{C.1-2})$$

La columna se halla sometida a momentos en los extremos producidos por los empotramientos y también a una carga uniformemente distribuida (Presión del viento).

Debido a los momentos extremos:

$$C_m = 0,6 - 0,4 \cdot \left(\frac{M_{nt1}}{M_{nt2}}\right) = 0,6 - 0,4 \cdot \left(\frac{-8,78}{24,27}\right) = 0,75$$

Debido a la carga distribuida, aplicando Tabla C-C.1-1 de los Comentarios para apoyo (caso 5)

$$C_m = 1 - 0,4 P_u / P_{e1}$$

P_{e1} debe ser determinada para el plano de flexión y con el factor de longitud efectiva para pórtico indesplazable. Se toma conservadoramente $k_x=1$ $\lambda_x = \frac{1 \cdot 600}{13,5} = 44,4 \longrightarrow \lambda_c = 0,48$

$$P_{e1} = \frac{A_g \cdot F_y \cdot 10^{-1}}{\lambda_c^2} = \frac{86,7 \cdot 235 \cdot 10^{-1}}{0,48^2} = 8843,1 \text{ kN} \longrightarrow C_m = 1 - 0,4 \left(\frac{22,19}{8843,1}\right) = 0,999$$

se adopta $C_m=0,999$

$$B_1 = \frac{0,999}{\left[1 - \frac{22,19}{8843,1}\right]} = 1$$

No existe amplificación de los momentos $M_{nt} \Rightarrow M_{ntu} = B_1 \cdot M_{nt} = 1 \cdot 24,27 = 24,27 \text{ kN m}$

• **Cálculo de B_2**

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_{ei}}} \geq 1 \quad (\text{C.1-5})$$

$$\sum P_u = 22,19 + 8,09 + 7,87 = 38,15 \text{ kN}$$

$$\sum P_{ei} = P_{e1} + P_{e3}$$

Se deberán calcular P_{e1} y P_{e3} con los coeficientes k correspondientes al plano de flexión para el pórtico desplazable pero sin la corrección por diferencia de rigidez y pandeo no simultáneo pues este efecto está incluido en la ecuación (C.1-5).

del Ejemplo N°9

$$k_1 = 1,64$$

$$k_3 = 2,04$$

$$\lambda_{c1} = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{1,64 \cdot 600}{13,5} \cdot \sqrt{\frac{235}{200\,000}} = 0,795$$

$$P_{e1} = \frac{A_g \cdot F_y \cdot 10^{-1}}{\lambda_c^2} = \frac{86,7 \cdot 235 \cdot 10^{-1}}{0,795^2} \cong 3224 \text{ kN}$$

Para la columna C_3 se supone $I_{xc3} = I_{xc1}/1,5$ $A_{g3} = \frac{A_{g1}}{1,10} = \frac{86,7}{1,10} = 78,82$

Siendo $\sqrt{\frac{1,5}{1,1}} = 1,168$

Resulta $r_{xc3} = \frac{r_{xc1}}{1,168} = \frac{13,5}{1,168} = 11,56 \text{ cm}$

$$\lambda_{c3} = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{k_3 \cdot L_3}{r} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{2,04 \cdot 800}{11,56} \cdot \sqrt{\frac{235}{200\,000}} = 1,54$$

$$P_{e3} = \frac{A_g \cdot F_y \cdot 10^{-1}}{\lambda_c^2} = \frac{78,82 \cdot 235 \cdot 10^{-1}}{1,54^2} = 781 \text{ kN}$$

$$\sum P_{ei} = 3224 + 781 = 4005 \text{ kN}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{38,15}{4005}} = 1,01 \cong 1$$

Puede considerarse que no existe amplificación de los momentos

$$M_{lt} \Rightarrow \underline{M_{ltu} = B_2 \cdot M_{lt} = 1 \cdot 171,32 = 171,32 \text{ kN.m}}$$

Solicitaciones requeridas

$$M_u = M_{ntu} + M_{ltu} = 24,27 + 171,32 = \boxed{195,59 \text{ kN.m}}$$

6) Verificación de la ecuación de Interacción

Aplicación Capítulo H.

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} = \frac{22,19}{0,85 \cdot 1412} \cong 0,02 < 0,2$$

La ecuación de interacción es (Ecuación H.1-1b)

$$\frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} = \frac{22,19}{2 \cdot 0,85 \cdot 1412} + \frac{195,59}{0,9 \cdot 242} \cong 0,91 < 1$$

VERIFICA