

Proyecto de Reglamento CIRSOC 301

Ministerio del Interior,
Obras Públicas y Vivienda
Secretaría de Obras Públicas de la Nación

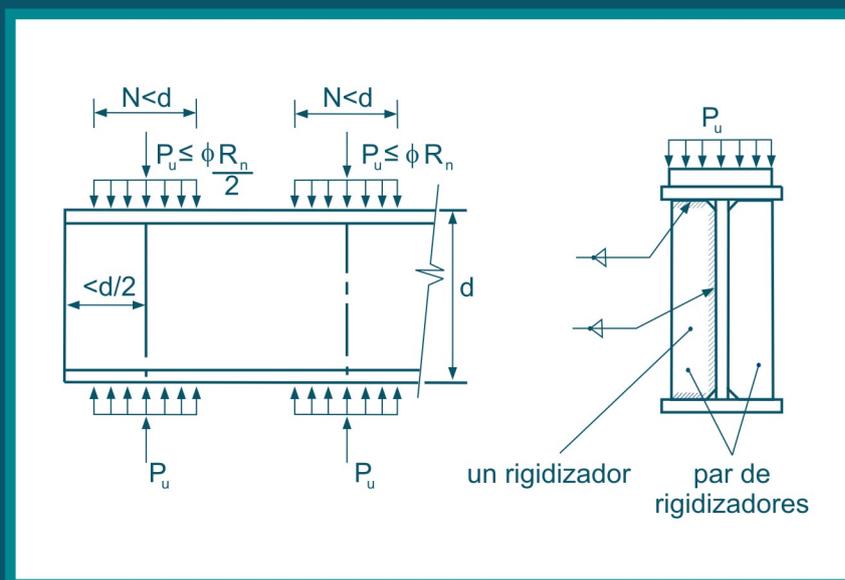
INTI

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

Julio 2016

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

***Ing. Gabriel Troglia
Ing. Daniel Troglia
Ing. José Angulo Bocco***

EDICIÓN JULIO 2016



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

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

INTERNET: www.inti.gob.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

© 2016

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

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
Secretaría de Vivienda y Hábitat 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
Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas
Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires
Dirección Nacional de Vialidad
Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires
Consejo Vial Federal
Cámara Argentina de la Construcción
Consejo Profesional de Ingeniería Civil
Asociación de Fabricantes de Cemento Pórtland
Instituto Argentino de Normalización
Techint
Acindar

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
Cámara Industrial de Cerámica Roja
Centro Argentino de Ingenieros
Instituto Argentino de Siderurgia
Transportadora Gas del Sur
Quasdam Ingeniería
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 National Standards Institute (ANSI) y del American Institute of Steel Construction (AISC) por habernos permitido adoptar como base para el desarrollo de este Reglamento, el documento **Specification for Structural Steel Buildings – ANSI/AISC 360-2010**.*

COMISION PERMANENTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO DE INTI-CIRSOC

Coordinador

Ing. Gabriel R. Troglia

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA,
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS FÍSICAS Y
NATURALES – PROFESOR CONSULTO

Integrantes:

Lic. Marcelo Cinalli
Ing. Francisco Pedrazzi

INSTITUTO ARGENTINO DE SIDERURGIA

Ing. Jorge Mallamaci

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN JUAN, FACUL-
TAD DE INGENIERIA

Ing. Alejandro Sesin

TECHINT S.A.

Ing. Gustavo Darin

CENTRO ARGENTINO DE INGENIEROS

Ing. Juan Carlos Martínez
Ing. Ignacio Zardini

UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO, FACUL-
TAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERIA Y
AGRIM., CONSTRUCCIONES METÁLICAS II

Ing. Juan Carlos Piter

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL, FACUL-
TAD REGIONAL CONCEPCIÓN DEL URUGUAY

Ing. Héctor Auad

UNIVERSIDAD NACIONAL DE TUCUMÁN, FACUL-
TAD DE CIENCIAS EXACTAS Y TECNOLOGÍA

Ing. Alejandro Giuliano

INPRES - INSTITUTO NACIONAL DE PREVENCIÓN
SÍSMICA

Ing. Faustino Amelong
Tco. Diego García
Ing. Adrián Puente Vergara

ACINDAR – GRUPO ARCELOR MITTAL

Ing. Oscar Arroyo

INTI - CONSTRUCCIONES

Ing. Agustín Fragueiro

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA –
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS FÍSICAS Y
NATURALES – CÁTEDRA DE ESTRUCTURAS
METÁLICAS Y DE MADERA

Ing. Mariano Semorile

IRAM

Ing. Rodolfo Rocca

UNIVERSIDAD NACIONAL DE LA PLATA

Ing. Pablo Alra

TENARIS-SIDERCA

COMISION PERMANENTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO DE INTI-CIRSOC

(continuación)

Ing. Héctor Ruffo Ing. Manuel Müller	CINTER
Ing. Daniel García Gei	UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL, FACULTAD REGIONAL MENDOZA
Ing. Oscar Troviano	MINISTERIO DE HACIENDA, FINANZAS Y OBRAS PÚBLICAS DE LA PROVINCIA DEL NEUQUÉN, SUBSECRETARÍA DE OBRAS Y SERVICIOS PÚBLICOS
Ing. Francisco Crisafulli	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO, FACULTAD DE INGENIERIA
Ing. María Haydée Peralta Ing. María Inés Montanaro Ing. Irene Elisabet Rivas Ing. María Laura Godoy	UNIVERSIDAD NACIONAL DEL CENTRO DE LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES
Ing. Martín Polimeni	AIE
Ing. Enrique Trivelli	TUBHIER S.A.
Ing. Jorge Durán Ing. Gustavo Sibuet	DINSA
Ing. José M. Vidmar	INVITADO ESPECIAL
Ing. Antonio Coloccini	INVITADO ESPECIAL
Ing. Bruno Coloccini	INVITADO ESPECIAL
Ing. Eduardo Asta	INVITADO ESPECIAL
Inga. Nora Moncada	INVITADO ESPECIAL
Ing. Daniel Troglia	INVITADO ESPECIAL
Ing. Juan C. Steigerwald	INVITADO ESPECIAL
Ing. Roberto Cudmani	INVITADO ESPECIAL
Ing. Juan Carlos Reimundin	INVITADO ESPECIAL

Metodología para el envío de observaciones, comentarios y sugerencias a los

Ejemplos de Aplicación del Proyecto de Reglamento CIRSOC 301

Proyecto de Reglamento Argentino de “Estructuras de Acero para Edificios”

en Discusión Pública Nacional (1° de octubre de 2016 - 31 de julio de 2017)

Las observaciones, comentarios y sugerencias se deberán enviar a la Sede del CIRSOC, Av. Cabildo 65, Subsuelo Ala Savio (C1426AAA) Buenos Aires, hasta el 31 de julio de 2017, siguiendo la metodología que a continuación se describe:

- 1. Se deberá identificar claramente el Proyecto que se analiza, como así también el artículo y párrafo que se observa.*
- 2. Las observaciones se deberán acompañar de su fundamentación y de una redacción alternativa con el fin de que el coordinador del proyecto observado comprenda claramente el espíritu de la observación.*
- 3. Las observaciones, comentarios y sugerencias se deberán presentar por escrito, firmadas y con aclaración de firma, y se deberán enviar por correo o entregarse en mano. Se solicita detallar Dirección, Tel, Fax, e-mail con el fin de facilitar la comunicación.*
- 4. No se aceptarán observaciones enviadas por fax o e-mail, dado que estos medios no permiten certificar la autenticidad de la firma del autor de la observación.*

Confiamos en que este Proyecto le interese y participe activamente.

Gracias.

PROLOGO

En esta publicación se desarrollan ejemplos de aplicación del Reglamento CIRSOC 301-2017 "Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios".

Los ejemplos buscan facilitar la comprensión y utilización por parte de los usuarios, de las especificaciones del Reglamento.

En esta Parte I se han elegido elementos estructurales simples y de uso habitual en las estructuras metálicas de nuestro medio. En algunos casos se toman los elementos aislados y en otros formando parte de estructuras sencillas. Los ejemplos son prácticamente los mismos incluidos en la Parte I de los Ejemplos de Aplicación presentados conjuntamente con el Reglamento CIRSOC 301-2005, pero resueltos con las especificaciones y referencias del CIRSOC 301-2017 a fin de facilitar el registro de las modificaciones y agregados que presenta este último respecto del anterior. Se han agregado ejemplos de aplicación de las nuevas especificaciones referidas al Análisis Estructural.

En los Ejemplos se indican los Capítulos, Apéndices y sus respectivas Secciones del Reglamento que son de aplicación en cada caso. Las fórmulas y ecuaciones se dan con su designación en el Reglamento colocada entre paréntesis a la derecha de su transcripción o reemplazo numérico. Las ecuaciones que son propias de los Ejemplos (utilizadas como referencia posterior) tienen la siguiente designación (Ej. N° de ejemplo - N° de ecuación). Para facilitar el uso y referencia las páginas tienen una doble numeración: una general en la parte superior y otra particular para cada ejemplo en la parte inferior.

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 flectores	: 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 301-2017.

RECOMENDACION

Se sugiere la lectura exhaustiva de los Comentarios al Reglamento CIRSOC 301-2017 para una mejor comprensión de las especificaciones del Reglamento y su aplicación.

INDICE

EJEMPLO N°1	1
Barra sometida a tracción. Unión abulonada a chapa de nudo. Aplicación Capítulos B, D y J .	
EJEMPLO N°2	7
Barra sometida a tracción. Unión soldada a chapa de nudo. Aplicación Capítulos B, D y J .	
EJEMPLON°3	11
Unión soldada sometida a corte y torsión. Aplicación Capítulo J .	
EJEMPLO N°4	13
Barra sometida a tracción con empalme. Unión abulonada con unión tipo deslizamiento crítico. Aplicación Capítulos B, D y J .	
EJEMPLO N°5	19
Empalme de viga laminada sujeto a flexión y corte. Unión abulonada con unión tipo aplastamiento. Aplicación Capítulos B, D, F, J y H .	
EJEMPLO N°6	27
Viga laminada flexada con platabanda de refuerzo soldada. Aplicación Capítulos B, F, G y J .	
EJEMPLO N°7	33
Unión soldada sometida a corte y flexión. Aplicación Capítulos C y J .	
EJEMPLO N°8	35
Unión abulonada sometida a corte y flexión. Aplicación Capítulos C y J .	
EJEMPLO N°9	39
Cálculo de solicitaciones requeridas en columnas de pórtico no arriostrado (de nudos desplazables). Aplicación de : (A) Método de Análisis de Primer Orden (MAPO); (B) Método de la Longitud Efetiva (MLE). Aplicación Capítulos B, C , Apéndice 7 y Comentarios Apéndice 7 .	
EJEMPLO N°10	53
Columna sometida a compresión centrada. Aplicación Capítulos B y E .	

EJEMPLO N°11	59
Columna armada del Grupo IV (con celosías) sometida a: (A) Compresión axil, (B) flexo-compresión. Aplicación Capítulos B, E, H y Anexo 1 .	
EJEMPLO N°12	69
Columna armada del Grupo V (con presillas) sometida a Compresión axil. Aplicación Capítulos E, F y H .	
EJEMPLO N°13	77
Columna armada del Grupo II (con forros intermedios) sometida a compresión axil, y a compresión y tracción axil. Aplicación Capítulos B, C, D y E .	
EJEMPLO N°14	83
Dimensionamiento a flexión y a corte de vigas con secciones compactas, no compactas y esbeltas. Aplicación Capítulos B, F, G, J, L , Apéndice 6 y Anexo 1 .	
EJEMPLO N°15	103
Proyecto de Viga sometida a flexión y corte utilizando rigidizadores con acción del campo a tracción. Aplicación Capítulos B, F, G, J y Anexo 1 .	
EJEMPLO N°16	115
Viga columna sometida a flexión disimétrica y axil. Aplicación Capítulos B, C, E, F, H , y Anexo 1 .	
EJEMPLO N°17	123
Viga columna de sección cajón de doble simetría sometida a carga axil y momento flector en una dirección. Aplicación Capítulos B, C, E, F, H , Apéndices 7 y 8 , y Comentarios Apéndices 7 y 8 .	
EJEMPLO N°18	133
Cálculo de las Solicitaciones requeridas en columnas de pórtico no arriostrado (de nudos desplazables) por el Método de Análisis Directo (MAD). Aplicación de Capítulos B, C y Comentarios Capítulo C .	
EJEMPLO N°19	141
Cálculo de solicitaciones requeridas en columna de pórtico de un piso y cuatro tramos a nudos desplazables por el MAD y el MLE . Aplicación de Capítulos B, C , Apéndices 7 y 8 , y Comentarios Apéndice 7 .	
BIBLIOGRAFÍA	149

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.

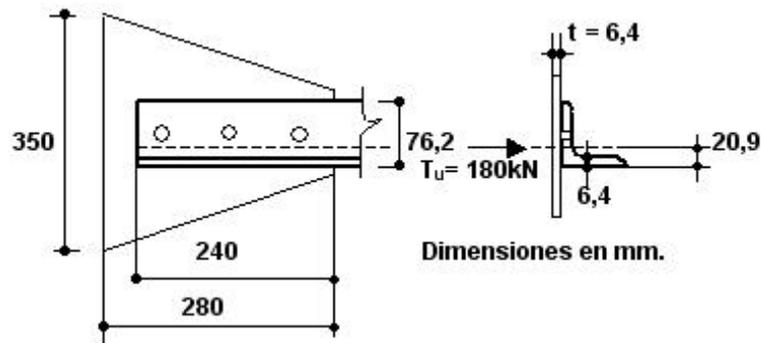


Figura Ej. 1-1

1) Dimensionamiento del perfil

- Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (Sección D.2.(a)), la mínima área bruta A_g es la que satisface:

$$\text{Con } \begin{matrix} T_u = f_t \cdot P_n \\ P_n = F_y \cdot A_g \cdot (10^{-1}) \end{matrix} \quad \text{Ec.(D.2-1)}$$

$$A_g = \frac{T_u \cdot 10}{f_t \cdot F_y} \quad \text{despejando } A_g \text{ necesaria}$$

$$A_g = \frac{180 \times 10}{0,9 \times 235} = 8,51 \text{ cm}^2 \quad (\text{Ej.1-1})$$

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

$$A_e = \frac{T_u \times 10}{f_t \cdot F_u}$$

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

Se adopta como criterio de proyecto [sección D.3(2)(a)]

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} = 0,85 < 0,9 \quad \text{Ec.(D.3-2)}$$

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

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

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 D.1, la esbeltez máxima de un elemento traccionado es 300. Luego el radio de giro mínimo del perfil será:

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

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

Se adopta un perfil ángulo de 76,2x6,4 mm (3"x1/4") con

$A_g = 9,43 \text{ cm}^2$	Area del perfil \rightarrow mayor a $A_g = 8,51 \text{ cm}^2$ de (Ej.1-1) \implies (VERIFICA)
$r_{\min} = 1,44 \text{ cm}$	radio de giro mínimo $> r_{\min} = 1,34 \text{ cm}$ \implies (VERIFICA)
$t_f = 6,40 \text{ mm}$	espesor del ala del ángulo
$x = 2,09 \text{ cm}$	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).

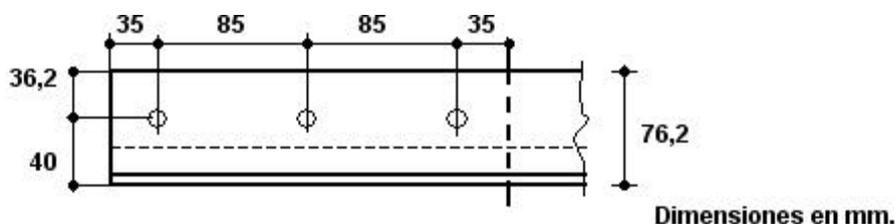


Figura Ej. 1-2

Según Sección B.4.2.2, el diámetro de cálculo (d_{cal}) es 2mm más que el diámetro nominal (d_{nom}) del agujero, por lo tanto:

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

El área neta del perfil $A_n = A_g - d_{\text{cal}} \cdot t_f = 9,43 - 2 \times 0,64 = 8,15 \text{ cm}^2 > (A_n = 7,64 \text{ cm}^2)$ 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.

$$U = 1 - \frac{2,09}{L} = 0,85$$

de donde

$$L_{\min} = \frac{2,09}{(1 - 0,85)} = 13,94 \text{ cm}$$

Se adopta $L=170$ mm, $d_b=35$ mm, $s = 85$ mm

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

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

$$s_{\max} = 24 \times 0,64 = 15,36 \text{ cm } \text{ó} \text{ } 30 \text{ cm} > 8,5 \text{ cm}$$

$$d_{b\min} = 1,75 \cdot d = 1,75 \times 1,6 = 2,8 \text{ cm} < 3,5 \text{ cm}$$

$$d_{b\max} = 12 \times 0,64 = 7,68 \text{ cm } \text{ó} \text{ } 150 \text{ mm}; 7,68 \text{ cm} > 3,5 \text{ cm}$$

(VERIFICA)

(VERIFICA)

(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)

$$A_{nv} = (3,5+8,5+8,5-2 \times 2,5) \times 0,64 = 9,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = (3,5+8,5+8,5) \times 0,64 = 13,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = (3,62 - 2 \times 0,5) \times 0,64 = 1,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{gt} = 3,62 \times 0,64 = 2,32 \text{ cm}^2$$

área neta de corte

área bruta de corte

área neta a tracción

área bruta a tracción

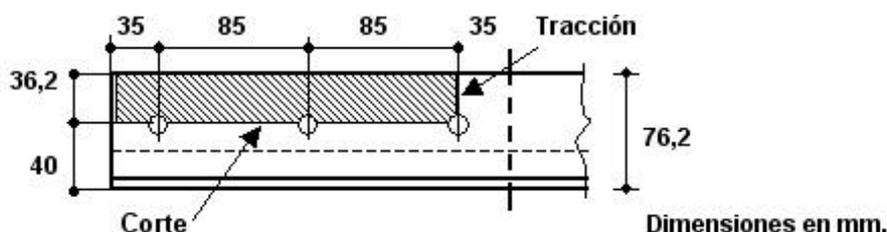


Figura Ej. 1-3

La Resistencia de Diseño a la rotura de bloque de corte se determina de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$f \times R_n = f \left[(0,6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt})(10^{-1}) \text{ é } (0,6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt})(10^{-1}) \right] \quad \text{Ec. (J.4-5)}$$

$$U_{bs} = 1,0 \text{ (tracción uniforme)}$$

$$f = 0,75$$

$$\left[(0,6 \times 370 \times 9,92 + 1,0 \times 370 \times 1,68)(10^{-1}) = 282,4 \text{ kN} \right]$$

$$\left[(0,6 \times 235 \times 13,12 + 1,0 \times 370 \times 1,68)(10^{-1}) = 247,15 \text{ kN} < 282,4 \text{ kN} \right]$$

Luego $f R_n = 0,75 \times 247,15 \text{ kN} = 185,4 \text{ kN} > T_u = 180 \text{ kN} \implies$ **VERIFICA**
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 por bulón es (Sección J.3.6.)

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

Ec. (J.3-1)

De tabla J.3.2: $\phi = 0,75$ y $F_n = F_{nv} = 415$ MPa
 El área del bulón es $A_b = 1,98$ cm²

$$R_d = 0,75 \times 415 \times 1,98 \times 0,1 = \mathbf{61,63 \text{ kN}} \text{ por bulón} \quad (\text{Ej. 1-4})$$

- La Resistencia de Diseño 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 (deformación no permitida), se adopta la siguiente ecuación (Sección J.3.10(a))

$$R_d = \phi \cdot R_n \quad \phi = 0,75$$

$$R_n = 1,2 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u \cdot 0,1 \leq 2,4 \cdot d \cdot t \cdot F_u \cdot 0,1 \quad \text{por cada bulón} \quad \text{Ec.(J.3-6a)}$$

Para bulón extremo (en perfil y en chapa de nudo que tienen igual espesor):

$$R_n = 1,2 \times (3,5 - 0,5 \times 1,75) \times 0,64 \times 370 \times 0,1 = 74,6 \text{ kN} < 90,25 = 2,4 \times 1,587 \times 0,64 \times 370 \times 0,1$$

$$R_d = 0,75 \times 74,6 = \mathbf{55,95 \text{ kN}} \quad (\text{Ej. 1-5})$$

Para bulones internos (en perfil y en chapa de nudo que tienen igual espesor):

$$R_n = 1,2 \times (8,5 - 1,75) \times 0,64 \times 370 \times 0,1 = 191,8 \text{ kN} > 90,25 = 2,4 \times 1,75 \times 0,64 \times 370 \times 0,1$$

$$R_d = 0,75 \times 90,25 = \mathbf{67,69 \text{ kN}} \quad (\text{Ej. 1-6})$$

La **Resistencia efectiva** de cada bulón es **la menor entre la Resistencia al corte y la Resistencia al aplastamiento de la chapa**

Para bulón extremo De (Ej. 1-4) y (Ej. 1-5) $R_{d1} = \mathbf{55,95 \text{ kN}}$

Para bulones internos De (Ej. 1-4) y (Ej. 1-6) $R_{d2} = \mathbf{61,63 \text{ kN}}$

Para la unión la Resistencia Efectiva del grupo de bulones es la suma de las Resistencias efectivas de los bulones individuales. (Sección J.3.10).

$$R_d = R_{d1} + 2 \cdot R_{d2} = 55,95 + 2 \times 61,63 = \mathbf{179,2 \text{ kN}} \cong T_u = 180 \text{ kN} \quad \text{=====} \rightarrow \mathbf{VERIFICA}$$

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 (ver Figura Ej. 1-4)

$$b_c = 8,5 \times 2 \times \text{tg}.30^\circ \times 2 + 1,587 = 21,2 \text{ cm}$$

$$A_g = 21,2 \times 0,64 = 13,57 \text{ cm}^2$$

$$A_n = (21,2 - 2) \times 0,64 = 12,29 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_n}{A_g} = \frac{12,29}{13,57} = \mathbf{0,9} > \mathbf{0,85}$$

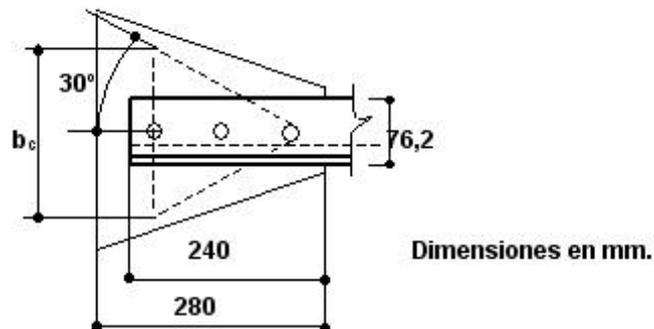


Figura Ej.1-4

Según Sección J.4.1. se debe adoptar como área neta efectiva
 $A_e = 0,85 \cdot A_g = 0,85 \times 13,57 = 11,53 \text{ cm}^2$

Las Resistencias de Diseño son (ver Sección J.4.1)

- a) Fluencia sección bruta

$$R_d = \phi \cdot R_n = \phi \cdot A_g \cdot F_y \cdot 0,1$$

$$R_d = \phi \cdot R_n = 0,9 \times 13,57 \times 235 \times 0,1 = \mathbf{287 \text{ kN}} > T_u = 180 \text{ kN}$$

Ec. (J.4.1)

=====> **VERIFICA**

- b) Rotura en sección neta

$$\phi R_n = \phi \cdot A_e \cdot F_u \cdot 0,1$$

$$R_d = 0,75 \cdot 11,53 \times 370 \times 0,1 = \mathbf{320 \text{ kN}} > T_u = 180 \text{ kN}$$

Ec. (J.4-2)

=====> **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.

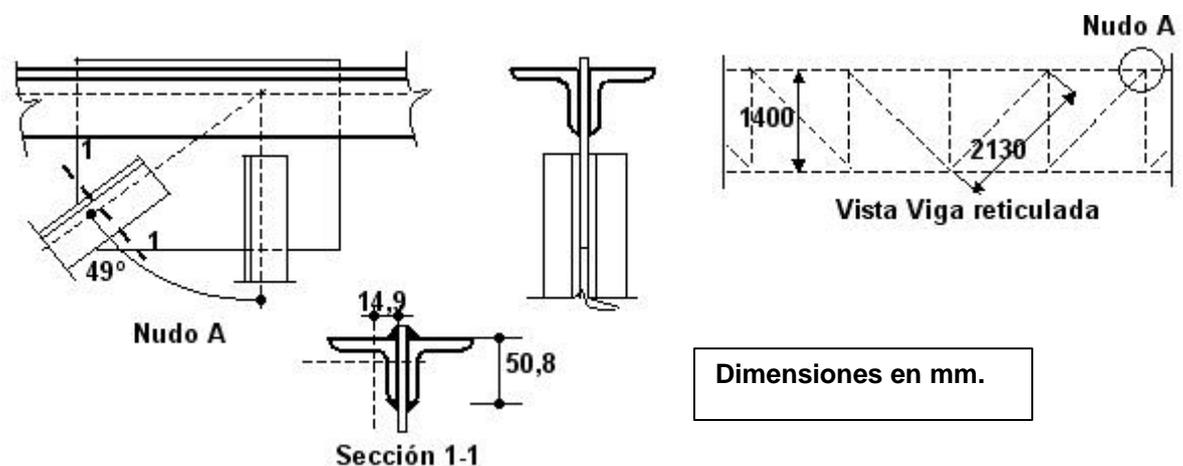


Figura Ej. 2-1

1) Dimensionamiento del perfil

- Para el Estado Límite de fluencia en la sección bruta (Sección D.2.(a)), la mínima área bruta A_g es la que satisface

$$\begin{aligned} T_u &= f_t \cdot P_n \\ P_n &= F_y \cdot A_g \cdot (10^{-1}) \end{aligned} \quad \text{Ec. (D.2-1)}$$

despejando A_g necesaria

$$\begin{aligned} A_g &= \frac{T_u \cdot 10}{f_t \cdot F_y} \\ A_g &= \frac{220 \times 10}{0,9 \times 235} = 10,40 \text{ cm}^2 \end{aligned} \quad \text{(Ej. 2-1)}$$

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

$$A_e = \frac{T_u \times 10}{f_t \times F_u}$$

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

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

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

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

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

Por lo tanto, se adoptan dos perfiles ángulo de 50,8x6,4 mm (2"x1/4") con

$A_{g1} = 6,17 \text{ cm}^2$	Área del perfil $> 5,2 \text{ cm}^2$ (VERIFICA)
$r_{\min} = 0,97 \text{ cm}$	radio de giro mínimo
$t_f = 0,64 \text{ cm}$	espesor del ala del ángulo
$\bar{x} = 1,49 \text{ cm}$	distancia del centro de gravedad a la cara externa del ala

Se verifica la esbeltez con el perfil adoptado (Sección D.1.)

$$\frac{k \times L}{r_{\min}} = \frac{1 \times 213}{0,97} = 215 < 300 \quad (\text{VERIFICA})$$

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 la sección bruta.

Con los perfiles adoptados $A_g = 6,17 \times 2 = 12,34 \text{ cm}^2$.

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

$$\text{El } U_{\min} \text{ será } U = \frac{A_e}{A_g} = \frac{7,93}{12,34} = 0,64$$

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

$$L = \frac{\bar{x}}{1 - U} = \frac{1,49}{1 - 0,64} = 4,20 \text{ cm} \quad (\text{Ej. 2-4})$$

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:

$$f = 0,60 \text{ y } F_{nw} = 0,60 \cdot F_{EXX}$$

Para $F_{EXX} = 480 \text{ MPa}$, $F_{nw} = 0,60 \times 480 = 288 \text{ MPa}$

Lado del filete: (Sección J.2.2(b))

Lado mínimo

$$\begin{array}{l} t_f = 6,4 \text{ mm} \\ t_{ch} = 6,4 \text{ mm} \end{array} \left| \text{De tabla J.2-4} \right| d_w = 5 \text{ mm} = 0,5 \text{ cm}$$

lado máximo $d_w = 6,40 - 2 = 4,40 \text{ mm}$

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

$$R_d = \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} \cdot (10^{-1}) = \phi \cdot F_{nw} \cdot e_g \cdot 1 \cdot (10^{-1}) \quad (\text{Ej. 2-5})$$

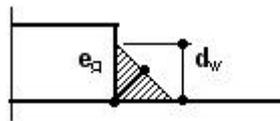


Figura Ej. 2-2

e_g (espesor efectivo de garganta) = $0,707 \cdot d_w$ (Figura Ej. 2-2)

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

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

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

La longitud efectiva mínima (Sección J.2.2(b))

$$4 \cdot d_w = 4 \times 0,4 = 1,6 \text{ cm} < 11,3 \text{ cm} \quad (\text{VERIFICA})$$

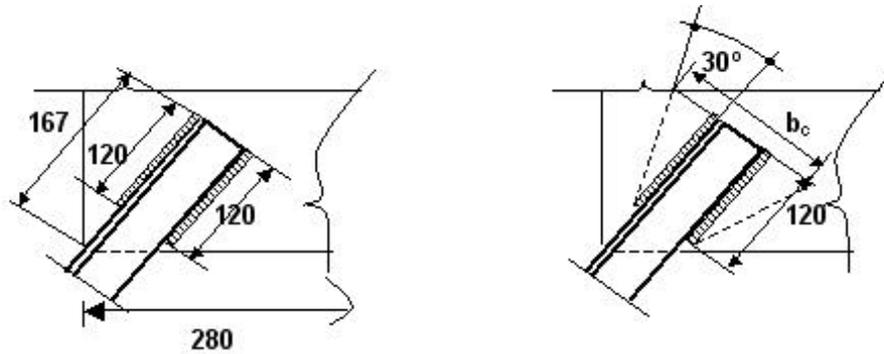
La longitud efectiva máxima:

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

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 Ej. 2-3) :
280x250x6,40 mm



Dimensiones en mm

Figura Ej. 2-3

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

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

$$A_g = 18,94 \times 0,64 = 12,12 \text{ cm}^2$$

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

$$A_e = A_n = 1,00 A_g$$

Ec. (D.3-5)

De (Sección J.4.1(b)) $A_e = A_n = 0,85 \cdot A_g = 0,85 \times 12,12 = 10,30 \text{ cm}^2$

Las Resistencias de Diseño son:

- Para fluencia en la Sección bruta (Sección J.4.1(a))

$$R_d = \phi \cdot A_g \cdot F_y \cdot (10^{-1}) \quad (\text{J.4-1})$$

$$R_d = 0,9 \times 12,22 \times 235 \times 0,1 = \mathbf{254,4 \text{ kN}} > T_u = 220 \text{ kN} \quad \text{=====} \rightarrow \mathbf{VERIFICA}$$

- Para rotura en la Sección neta (Sección J.4.1(b))

$$\phi R_n = \phi \cdot A_e F_u \cdot (10^{-1}) \quad (\text{J.4-2})$$

$$R_d = \phi R_n = 0,75 \times 10,30 \times 370 \times 0,1 = \mathbf{285,8 \text{ kN}} > T_u = 220 \text{ kN} \quad \text{=====} \rightarrow \mathbf{VERIFICA}$$

- 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 momento en el plano.
Aplicación Capítulo J

Enunciado:

Dimensionar la unión soldada de la ménsula de la Figura siguiente sometida a corte y a momento en el plano. 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):

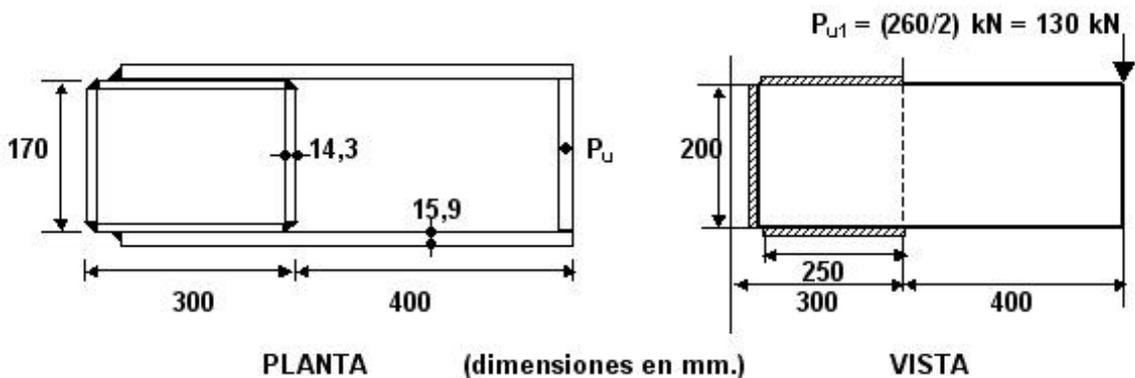


Figura Ej. 3-1

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:

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

Para $F_{EXX} = 480$ MPa , $F_{nw} = 0,60 \times 480 = 288$ MPa

Para la determinación de esfuerzos y el 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.

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

El centro de gravedad (x_G) de la soldadura se obtiene por Varignon tomando momentos respecto del borde exterior del cordón vertical (Figura Ej. 3-2). Es igual a:

$$x_g = \frac{(25 \times 1 \times 2) \times (12,5 + 1) + 20 \times 1 \times (1/2)}{70} = 9,78 \text{ cm}$$

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

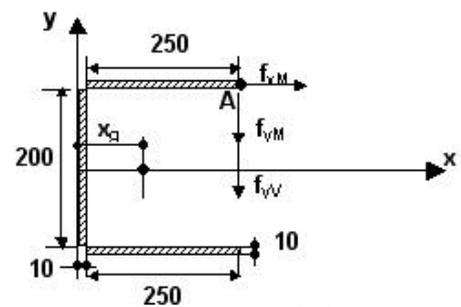


Figura Ej. 3-2

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

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

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

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

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

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

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

$$f_{xM} = \frac{M_{ug} y_A}{I_p} \times 10 = \frac{7309 \times 11}{11197} \times 10 = 71,8 \text{ MPa}$$

$$f_{yM} = \frac{M_{ug} x_A}{I_p} \times 10 = \frac{7309 \times 16,22}{11197} \times 10 = 105,88 \text{ MPa}$$

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

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.

$R_d = \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} \cdot 0,1 = \phi \cdot F_{nw} \cdot 1 \cdot e_g \cdot 0,1$, siendo e_g el espesor de garganta efectivo de la soldadura.

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

Por lo tanto

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

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

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

De acuerdo a los espesores de la chapa ($t = 15,9 \text{ mm}$) y la columna ($t = 14,3 \text{ mm} = 9/16''$), 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.

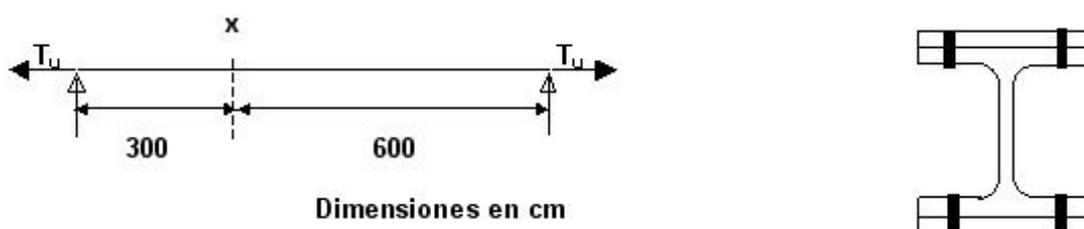


Figura Ej. 4-1

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.2.(a)), la mínima área bruta A_g se obtiene de la Ecuación (D.2-1).

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

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

- Para el Estado Límite de rotura en la sección neta, la mínima área neta efectiva A_e necesaria se obtiene de la Ecuación (D. 2-2):

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

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

Se adopta como criterio de proyecto (Sección D.3.(2)(a))

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

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

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

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 D.1, 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** (según IRAM-IAS U 500-215-2) con

$A_g = 34 \text{ cm}^2$ Area del perfil > $A_g = 23,64$ 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

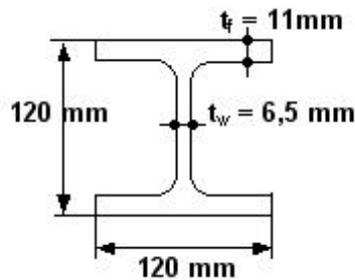


Fig. Ej. 4-2

Se predimensiona la unión abulonada con **dos filas de 5 bulones** de diámetro **14mm**, calidad ISO 8.8. (Ver Figura 4-3)

Se adoptan agujeros normales. De Tabla J.3.3 → diámetro nominal del agujero = 16 mm.

Según Sección (B.4.2.2), el diámetro de cálculo (d_{cal}) es 2mm mayor que el diámetro nominal (d_{nom}) del agujero, por lo tanto:

$$d_{\text{nom}} = 16 \text{ mm}$$

$$d_{\text{cal}} = 16 + 2 = 18 \text{ mm} = 1,8 \text{ cm}$$

El área neta del perfil $A_n = A_g - d_{\text{cal}} \cdot t_f \cdot N^\circ = 34,0 - 1,8 \times 1,1 \times 4 = 26,08 \text{ cm}^2 > 21,20 \text{ cm}^2$ 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 aproximadamente la distancia \bar{x} según Figura D.3-1(a) considerando como T_e la mitad del perfil IPB. (Ver Figura 4-3)

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

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

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

El coeficiente de reducción es:

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

de dónde

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

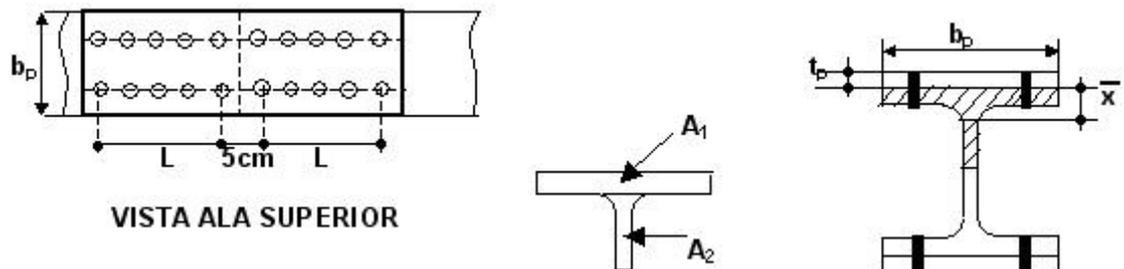


Figura Ej. 4-3

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

Resulta

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

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

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

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

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

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

Con el perfil adoptado, las Resistencias de Diseño son:

- Para fluencia en la sección bruta

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

- Para rotura en la sección neta

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

- Para el Estado Límite de Rotura de bloque de corte se aplica Sección J.4-3 (Figura Ej. 4-4).

Las áreas netas y brutas de corte y tracción **por ala** son

$$A_{nv} = (4,5 \times 4 + 2,5 - 4,5 \times 1,8) \times 1,1 \times 2 = 27,28 \text{ cm}^2 \quad \text{área neta de corte}$$

$$A_{gv} = (4,5 \times 4 + 2,5) \times 1,1 \times 2 = 45,1 \text{ cm}^2 \quad \text{área bruta de corte}$$

$$A_{nt} = (2,75 - 1,8 \times 0,5) \times 1,1 \times 2 = 4,07 \text{ cm}^2 \quad \text{área neta a tracción}$$

$$A_{gt} = 2,75 \times 1,1 \times 2 = 6,05 \text{ cm}^2 \quad \text{área bruta a tracción}$$

La Resistencia de Diseño a la Rotura de bloque de corte se determina de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$f \times R_n = f \left[(0,6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}) (10^{-1}) \text{ y } (0,6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}) (10^{-1}) \right] \quad \text{Ec. (J.4-5)}$$

$$U_{bs} = 1,0 \text{ (tracción uniforme)} \quad f = 0,75$$

$$\left[(0,6 \times 370 \times 27,28 + 1,0 \times 370 \times 4,07) (10^{-1}) = 756,20 \text{ kN} \right]$$

$$\left[(0,6 \times 235 \times 45,1 + 1,0 \times 370 \times 4,07) (10^{-1}) = 786,5 \text{ kN} > 756,2 \text{ kN} \right]$$

Luego **por ala** $f R_n = 0,75 \times 756,2 \text{ kN} = 567,15 \text{ kN} > T_u/2 = 250 \text{ kN} \implies \text{VERIFICA}$
Rotura de bloque de corte

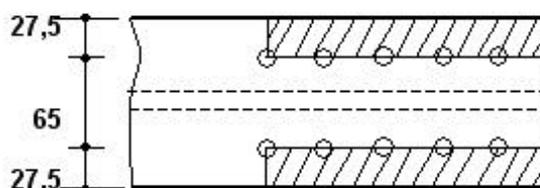


Figura Ej. 4-4

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

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

$$A_n = (34,08 - 4 \times 1,8 \times 1,42) = 23,86 \text{ cm}^2$$

Las Resistencias de Diseño son:

- Fluencia en la sección bruta

$$R_d = \phi R_n = \phi \cdot A_g F_y \cdot 0,1 \quad \text{Ec. (D.2-1)}$$

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

- Rotura en la sección neta

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

$$R_d = \phi R_n = 0,75 \times 23,86 \times 370 \times 0,1 = 662,6 \text{ kN} > T_u = 500 \text{ kN} \implies \text{VERIFICA}$$

- 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 **DESPLAZAMIENTO CRÍTICO para cargas de servicio**. Los bulones propuestos son de diámetro 14 mm, tipo ISO 8.8 (su longitud será tal que la rosca quede excluida del plano de corte) . (ver Sección J.3.) (Figura Ej. 4-5).

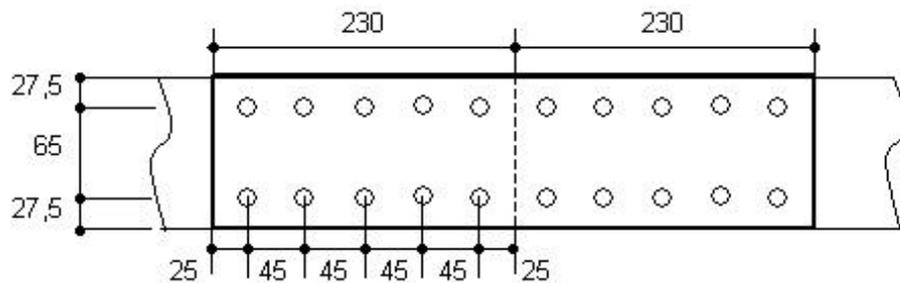


Figura Ej. 4-5

- La Resistencia de Diseño al deslizamiento (corte) de bulones de alta resistencia en **uniones de deslizamiento crítico** es (Sección J.3.8) **para un bulón**:

$$R_{d1} = \phi R_{str} = \phi \cdot D_u \cdot \mu \cdot h_f \cdot T_b \cdot N_s \quad \text{Ec. (J.3-4)}$$

siendo:

$$D_u = 1,13 \quad \mu = 0,30 \text{ (Superficie clase A)} \quad h_f = 1,0 \text{ (no hay chapas de relleno)}$$

$$T_b = 67 \text{ kN (Tabla J.3-1, bulones ISO 8.8, diámetro 14 mm)}$$

$$N_s = 1,0 \text{ (una superficie de rozamiento)}$$

$$\phi = 1,0 \text{ (agujeros normales)}$$

$$R_{d1} = 1 \times 1,13 \times 0,30 \times 1,0 \times 67 \times 1,0 = 22,71 \text{ kN por bulón.}$$

Siendo (5 x 2 x 2 = 20) bulones,

$$R_d = 22,71 \times 20 = \mathbf{454,2 \text{ kN}} > 345 \text{ kN (T servicio)} \quad \text{(VERIFICA)}$$

- Se verifican los bulones como **unión TIPO APLASTAMIENTO para cargas mayoradas** con Secciones J.3.6 (Resistencia al corte) y J.3.10 (Resistencia al aplastamiento de la chapa en los agujeros).

(a) Resistencia de diseño al corte (Sección J.3.6) (Tabla J.3-2)

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

$$R_d = 0,75 \times 415 \times 1,539 \times 10^{-1} = \mathbf{47,90 \text{ kN/bulón}} \quad \text{(Ej. 4-4)}$$

(b) 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 (deformación no permitida), se adopta la siguiente ecuación (Sección J.3.10(a))

$$R_d = \phi \cdot R_n \quad \phi = 0,75$$

$$R_n = 1,2 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u \cdot 0,1 \leq 2,4 \cdot d \cdot t \cdot F_u \cdot 0,1 \quad \text{por cada bulón} \quad \text{Ec.(J.3-6a)}$$

Para bulón extremo del perfil (ala de menor espesor que chapa de empalme):

$$R_n = 1,2 \times (2,5 - 0,5 \times 1,6) \times 1,1 \times 370 \times 0,1 = 83,03 \text{ kN} < 136,75 = 2,4 \times 1,4 \times 1,1 \times 370 \times 0,1$$

$$R_d = 0,75 \times 83,03 = \mathbf{62,27 \text{ kN}} \quad (\text{Ej. 4-5})$$

Para bulones internos del perfil:

$$R_n = 1,2 \times (4,5 - 1,4) \times 1,1 \times 370 \times 0,1 = 151,4 \text{ kN} > 136,75 = 2,4 \times 1,4 \times 1,1 \times 370 \times 0,1$$

$$R_d = 0,75 \times 136,75 = \mathbf{102,56 \text{ kN}} \quad (\text{Ej. 4-6})$$

La **Resistencia efectiva** de cada bulón es la menor entre la **Resistencia al corte** y la **Resistencia al aplastamiento de la chapa**

Para bulón extremo De (Ej. 4-4) y (Ej. 4-5) $R_{d1} = \mathbf{47,90 \text{ kN}}$

Para bulones internos De (Ej. 4-4) y (Ej. 4-6) $R_{d2} = \mathbf{47,90 \text{ kN}}$

Para la unión la Resistencia Efectiva del grupo de bulones es la suma de las Resistencias efectivas de los bulones individuales. (Sección J.3.10).

$$R_d = 4 \cdot R_{d1} + 16 \cdot R_{d2} = 4 \times 47,90 + 16 \times 47,90 = \mathbf{958 \text{ kN}} > T_u = 500 \text{ kN} \quad \text{=====} \rightarrow \mathbf{VERIFICA}$$

EJEMPLO N°5

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

Enunciado

Dimensionar cubrejuntas y uniones abulonadas del empalme en la viga formada por un perfil IPE 500 sometida a flexión y a 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 nominales sobre la viga son: $D = 2$ kN/m y $L = 5$ kN/m

1) Determinación de solicitaciones requeridas en la sección de empalme

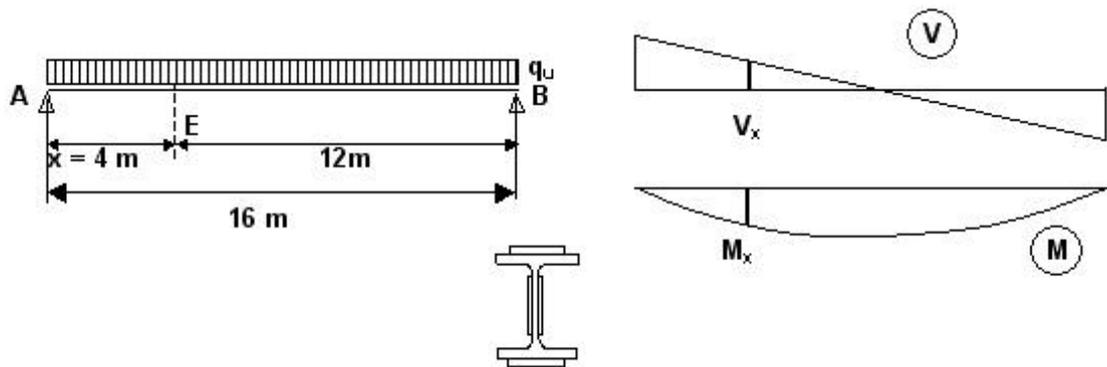


Figura Ej. 5-1

Siendo las solicitaciones de flexión y de corte no existen efectos de Segundo Orden por lo que no se consideran imperfecciones iniciales ni reducciones de rigidez en el Análisis Estructural. Se utilizan las ecuaciones de la estática (Sección C.2.1(1)).

De las combinaciones de acciones de la Sección B.2.2 corresponde analizar la (B.2-1) y (B.2-2).

La carga mayorada uniformemente repartida en la viga resulta:

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

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

Los mayores efectos los produce la combinación (B.2-2)

$$R_{Au} = R_{Bu} = V_u = 10,4 \times 16 \times 0,50 = 83,2 \text{ kN}$$

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

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

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

Las características geométricas y mecánicas del perfil IPE 500 según IRAM-IAS U 500-215-5 son:

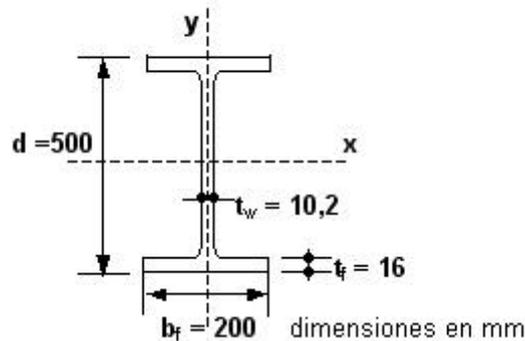


Figura Ej. 5-2

$A_g = 116 \text{ cm}^2$	Área del perfil
$I_x = 48200 \text{ cm}^4$	Momento de inercia alrededor del eje x-x
$S_x = 1930 \text{ cm}^3$	Módulo resistente elástico alrededor del eje x-x
$Z_x = 2200 \text{ cm}^3$	Módulo resistente plástico alrededor del eje x-x
$r_x = 20,4 \text{ cm}$	radio de giro alrededor del eje x-x
$I_y = 2140 \text{ cm}^4$	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.6., 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 IPE y M_f la parte de momento M_{Eu} que toman las alas del Perfil IPE. Además se verifica que:

$$M_{Eu} = 249,6 > 0,5 \cdot M_u = 166,4 \text{ kN.m}; \text{ y } V_{Eu} = 41,6 \text{ kN} = 0,50 \cdot V_u = 41,6 \text{ kN}.$$

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

I_f = momento de inercia de las alas

$$I_f = 2 \cdot \left[\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + \frac{b_f \cdot t_f \cdot d^2}{2} \right] = 2 \times \left[\frac{200 \times 1,6^3}{12} + \frac{200 \times 1,6 \times 50^2}{2} \right] = 37495 \text{ cm}^4$$

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

siendo $I_w = I_x - I_f = 48200 - 37495 = 10705 \text{ cm}^4$

Por lo tanto:

$$M_f = 249,6 \times \frac{37495}{48200} = 194,17 \text{ kN.m}$$

$$M_w = 249,6 \times \frac{10705}{48200} = 55,43 \text{ kN.m}$$

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

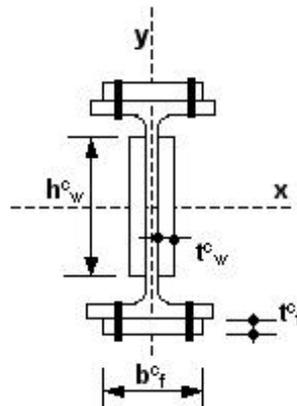


Figura Ej. 5-3

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.2.(a)), la mínima área bruta necesaria A_g es:

$$A_g = \frac{N_f \cdot 10}{f_t \cdot F_y} \quad \text{de Ec. (D. 2-1)}$$

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

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

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

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

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

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

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.4.2.2, 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 $A_n = A_g - 2 \cdot d_{cal} \cdot t_f = 16 \times 1,27 - 2 \times 2 \times 1,27 = 15,24 \text{ cm}^2$

Según Sección D.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)

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

VERIFICA

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

VERIFICA

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

VERIFICA.

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

VERIFICA

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

- Verificación del Estado Límite de rotura de bloque de corte (Sección J.4.3.)

Se verifica el cubrejunta por ser su espesor y su ancho menores que los del ala del perfil. Las áreas brutas y netas de corte y tracción son

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

área neta de corte

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

área bruta a corte

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

área neta a tracción

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

área bruta a tracción

La Resistencia de Diseño a la rotura de bloque de corte se determina de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$f \times R_n = f \left[(0,6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}) (10^{-1}) \text{ é } (0,6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}) (10^{-1}) \right] \quad \text{Ec. (J.4-5)}$$

$$U_{bs} = 1,0 \text{ (tracción uniforme)}$$

$$f = 0,75$$

$$\left[(0,6 \times 370 \times 30,48 + 1,0 \times 370 \times 5,08) (10^{-1}) = 864,6 \text{ kN} \right]$$

$$\left[(0,6 \times 235 \times 48,26 + 1,0 \times 370 \times 5,08) (10^{-1}) = 868,4 \text{ kN} > 864,6 \text{ kN} \right]$$

$$\text{Luego } f R_n = 0,75 \times 864,6 \text{ kN} = 648,5 \text{ kN} > N_f = 388,3 \text{ kN} \implies \text{VERIFICA}$$

Rotura de bloque de corte

3) Verificación de la unión abulonada del ala

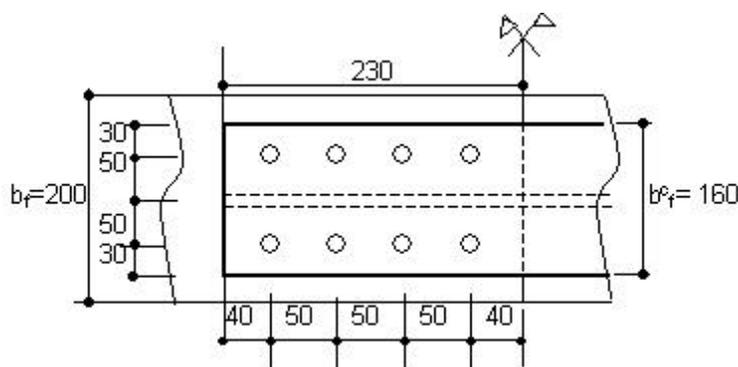


Figura Ej. 5-4

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 $F_n = F_{nv} = 330$ MPa

El área del bulón es $A_b = 2,011$ cm²

$$R_d = 0,75 \times 330 \times 2,011 \times 0,1 = \mathbf{49,8 \text{ kN}}$$
 por bulón (Ej. 5-2)

- La Resistencia de Diseño 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 (deformación no permitida), se adopta la siguiente ecuación (Sección J.3.10(a))

$$R_d = \phi \cdot R_n \quad \phi = 0,75$$

$$R_n = 1,2 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u \cdot 0,1 \leq 2,4 \cdot d \cdot t \cdot F_u \cdot 0,1 \quad \text{por cada bulón} \quad \text{Ec. (J.3-6a)}$$

Para bulón extremo :

$$R_n = 1,2 \times (4 - 0,5 \times 1,8) \times 1,27 \times 370 \times 0,1 = 174,80 \text{ kN} < 180,44 = 2,4 \times 1,6 \times 1,27 \times 370 \times 0,1$$

$$R_d = 0,75 \times 174,80 = \mathbf{131,1 \text{ kN}} \quad \text{(Ej. 5-3)}$$

Para bulones internos :

$$R_n = 1,2 \times (5 - 1,8) \times 1,27 \times 370 \times 0,1 = 180,44 \text{ kN} = 180,44 = 2,4 \times 1,6 \times 1,27 \times 370 \times 0,1$$

$$R_d = 0,75 \times 180,44 = \mathbf{135,3 \text{ kN}} \quad \text{(Ej. 5-4)}$$

La **Resistencia efectiva** de cada bulón es **la menor entre la Resistencia al corte y la Resistencia al aplastamiento de la chapa**

Para bulón extremo De (Ej. 5-2) y (Ej. 5-3) $R_{d1} = \mathbf{49,8 \text{ kN}}$

Para bulones internos De (Ej. 5-2) y (Ej. 5-4) $R_{d2} = \mathbf{49,8 \text{ kN}}$

Para la unión la Resistencia Efectiva del grupo de bulones es la suma de las Resistencias efectivas de los bulones individuales. (Sección J.3.10).

$$R_d = 2 \cdot R_{d1} + 6 \cdot R_{d2} = 2 \times 49,8 + 6 \times 49,8 = \mathbf{398,4 \text{ kN}} > N_f = 388,3 \text{ kN} \quad \text{=====} \rightarrow \mathbf{VERIFICA}$$

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: $I_w = 10705 \text{ cm}^4$ e $I_f = 37495 \text{ cm}^4$

El momento de inercia de los cubrejuntas de ala despreciando el momento de inercia propio resulta:

$$I_f \cong 2 \times 16 \times 1,27 \times (25 + 1,27 \cdot 0,5)^2 = 26706,7 \text{ cm}^4.$$

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

$$I_w^c = \frac{I_w}{I_f} \cdot I_f^c = \frac{10705}{37495} \times 26706,7 @ 7625 \text{ cm}^4$$

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

$$h_w^c = \sqrt[3]{\frac{I_w^c \cdot 12}{2 \cdot t_w^c}} = \sqrt[3]{\frac{7625 \times 12}{2 \times 0,795}} @ 38,61 \text{ cm}$$

Se adopta $h_f^c = 39 \text{ cm}$ < 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

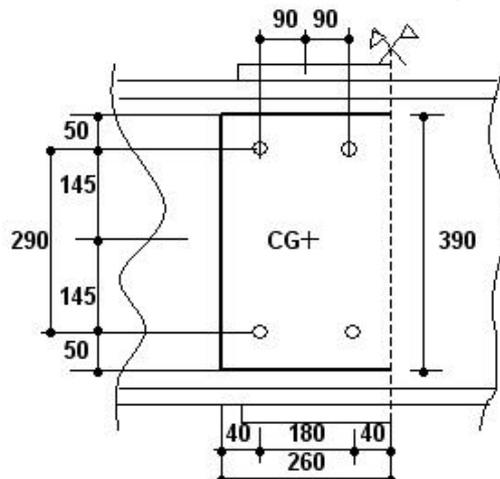


Figura Ej. 5-5

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

Al centro de gravedad de la unión (CG), resulta

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

$$M_{wg} = M_{Ew} + V_{Eu} \cdot 0,13 = 55,43 + 41,6 \times 0,13 = 60,84 \text{ kNm}.$$

Se utiliza Análisis Elástico Lineal 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:

$$e_i = e_{i\max} = \sqrt{9^2 + 14,5^2} @ 17,07$$

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

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

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

Para bulón diámetro 16 mm, las Resistencias de Diseño son:

- La Resistencia de Diseño a corte por bulón es (siendo dos las secciones de corte) (Sección J.3.6.)

$$R_d = \phi \cdot R_n = \phi \cdot F_n \cdot A_b \cdot 0,1 = 0,75 \times 320 \times 2,011 \times 2 \times 0,1 = 96,53 \text{ kN por bulón} \quad (\text{Ej. 5-5})$$

- La Resistencia de Diseño al Aplastamiento de la chapa en los agujeros (ver Sección J.3.10.) es:

$$2t_w^c = 2 \cdot 0,795 = 1,59 \text{ cm} \quad t_w = 1,02 \text{ cm} < 1,59 \text{ cm} \quad (\text{corresponde espesor del perfil})$$

Por ser los agujeros normales y al considerar en el proyecto la deformación alrededor del agujero para cargas de servicio (deformación no permitida), se adopta la siguiente ecuación (Sección J.3.10(a))

$$R_d = \phi \cdot R_n \quad \phi = 0,75$$

$$R_n = 1,2 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u \cdot 0,1 \leq 2,4 \cdot d \cdot t \cdot F_u \cdot 0,1 \quad \text{por cada bulón} \quad \text{Ec.(J.3-6a)}$$

$$R_n = 1,2 \times (4 - 1,8 \times 0,5) \times 1,02 \times 370 \times 0,1 = 140,4 \text{ kN} < 144,92 = 2,4 \times 1,6 \times 1,02 \times 370 \times 0,1$$

$$R_d = \phi \cdot R_n = 0,75 \times 140,4 = 105,3 \text{ kN} \quad (\text{Ej. 5-6})$$

La **Resistencia efectiva** de cada bulón es la **menor entre la Resistencia al corte y la Resistencia al aplastamiento de la chapa**

$$\text{De (Ej. 5-5)} \quad R_{d1} = 96,53 \text{ kN} > P_R = 95,5 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA}$$

$$\text{De (Ej. 5-6)} \quad R_{d2} = 105,3 \text{ kN} > R_{d1}$$

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

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

$$A = 27,825 \text{ cm}^2 \quad I_a = 3.261,3 \text{ cm}^4 \quad S_x = 167,25 \text{ cm}^3 \quad J = (0,795^3 \times 39)/3 = 6,53 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = 250,9 \text{ cm}^3 \quad r_y = 0,23 \text{ cm}$$

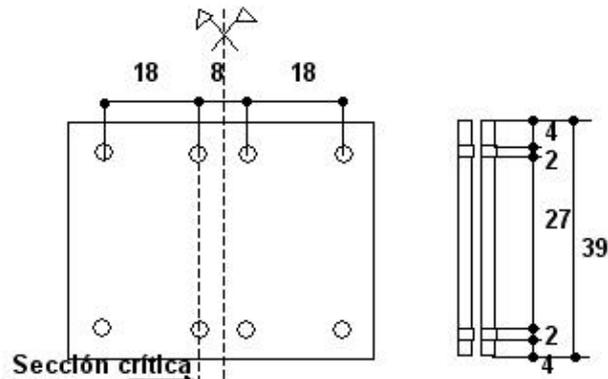


Figura Ej. 5-6

- Verificación a flexión (Sección F.11) y ANEXO 1
- Para pandeo lateral (Sección F.11.2) para sección rectangular ($L_b=8$ cm)

$$\frac{0,08E}{F_y} = \frac{16000}{235} = 68,08 < \frac{L_b d}{t^2} = \frac{8 \times 39}{0,795^2} = 493,7 < 1617 = \frac{380000}{235} = \frac{1,9E}{F_y}$$

$$M_n = C_b \left[1,52 - 0,274 \frac{\alpha L_b d}{t^2} \frac{F_y}{E} \right] M_p \leq M_p \leq 1,5 M_y \quad (\text{F.11-2})^*$$

$$M_p = Z_x \cdot F_y \cdot 10^{-3} = 250,9 \times 235 \times 10^{-3} = 58,96 \text{ kN.m}$$

$$M_y = F_y \cdot S_x \cdot 10^{-3} = 235 \times 167,25 \times 10^{-3} = 39,30 \text{ kN.m}$$

Se adopta $C_b = 1,0$

$$M_n = 1 \times \left[1,52 - 0,274 \frac{\alpha 8 \times 39}{t^2} \frac{F_y}{E} \right] \times 39,3 = 53,5 \text{ kNm} < M_p = 58,96 \text{ kNm} = 1,5 M_y = 58,96 \text{ kNm}$$

Luego $M_n = 53,5$ kNm para un cubrejunta. Para los dos cubrejuntas

$$M_d = 2 \cdot \phi \cdot M_n = 2 \times 0,9 \times 53,5 = 96,3 \text{ kN.m} > M_u = 60,84 \text{ kNm} \quad (\text{VERIFICA})$$

- Verificación a corte

Se aplica para secciones rectangulares Sección H.3.3.

La máxima tensión de corte es para cada cubrejunta

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

$$\text{Debe ser } f_{uv} \leq 0,6 \cdot \phi \cdot F_y \quad \text{Ec. (H.2-5)}$$

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

EJEMPLO N°6

Viga laminada flexada con platabanda de refuerzo soldada.
Aplicación Capítulos **B, F, G** 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

$$I_x = 9800 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 653 \text{ cm}^3$$

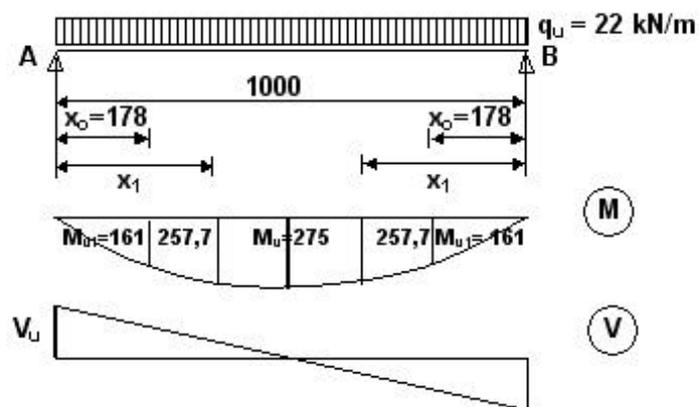
$$Z_x = 762 \text{ cm}^3$$

$$b_f = 12,5 \text{ cm} \quad (\text{ancho ala})$$

$$t_f = 1,62 \text{ cm} \quad (\text{espesor en mitad del ala})$$

$$h_w = 24,1 \text{ cm} \quad (\text{altura alma})$$

$$t_w = 1,08 \text{ cm} \quad (\text{espesor alma}).$$



$$M_u = 275 \text{ kNm}$$

$$V_u = 110 \text{ kN}$$

Figura Ej. 6-1

Para definir la Sección del Capítulo F a aplicar para obtener la Resistencia Nominal (F.2, F.3, F.4, o F.5), se debe clasificar a la sección de acero sometida a flexión alrededor del eje fuerte como compacta, no compacta o esbelta (Sección B.4.1)

- Clasificación de la sección del perfil (Sección B.4.1)

Ala → de Tabla B.4-1b (*) Caso 11

$$l_p = \frac{170}{\sqrt{F_y}} = \frac{170}{\sqrt{235}} = 11,08$$

Relación ancho espesor del ala

$$l = \frac{b_f/2}{t_f} = \frac{12,5/2}{1,62} = 3,85 < l_p$$

Alma → de la Tabla B.4-1b (*) Caso 16

$$l_p = \frac{1680}{\sqrt{F_y}} = \frac{1680}{\sqrt{235}} = 109,6$$

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

Luego es **SECCION COMPACTA** → **Corresponde aplicar Sección F.2.**

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

- Resistencia Nominal a flexión (Sección F.2)

Por ser una viga compacta lateralmente arriostrada en toda su longitud → único estado límite aplicable es **plastificación**. (Sección F.2.1) $M_n = M_p$

$$M_{dP} = \phi \cdot M_n = \phi \cdot M_p = \phi \cdot Z_x \cdot F_y \cdot (10^{-3}) \leq \phi \cdot (1,5 \cdot M_y) \quad \text{Ec. (F.2.1)}$$

$$M_{dP} = 0,9 \times 762 \times 235 \times 10^{-3} = 161,16 \text{ kNm} < 207,2 \text{ kNm} = 0,9 \times 1,5 \times 653 \times 235 \times 10^{-3}$$

Siendo $M_{dP} = 161,16 \text{ kNm} < M_u = 275 \text{ kNm}$. **Es necesario agregar platabanda.**

2) Determinación de las dimensiones de las platabandas

Con viga lateralmente arriostrada en todo su longitud y sección compacta (se deberá verificar platabanda) el Momento Nominal M_n será M_p .

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

$$M_{nn} = M_p = Z_{xn} \cdot F_y \cdot (10^{-3}) \quad \text{Ec. (F.1-1)}$$

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

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

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

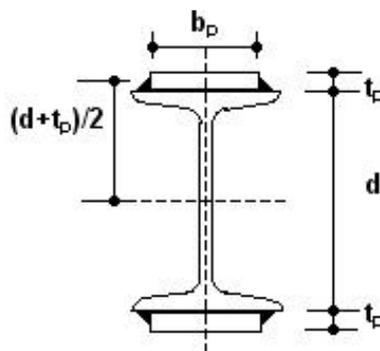


Figura Ej. 6-2

De Figura Ej. 6-2

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

se fija $t_p=1,905$ (3/4")

de (Ej. 6-1) resulta

$$b_p = 8,86 \text{ cm @ } 9 \text{ cm}$$

Se verifica relación ancho – espesor de platabanda. Tabla B.4-1b (*), Caso 22.

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

$$l = \frac{9}{1,905} = 4,72 < l_p \rightarrow \text{VERIFICA Sección compacta.}$$

3) Verificación Resistencia de Diseño sección perfil mas platabanda

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

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

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

(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_{dP}), siendo $M_{dP} = 161,16 \text{ kNm}$. Resulta $x_0 = 1,78 \text{ m}$

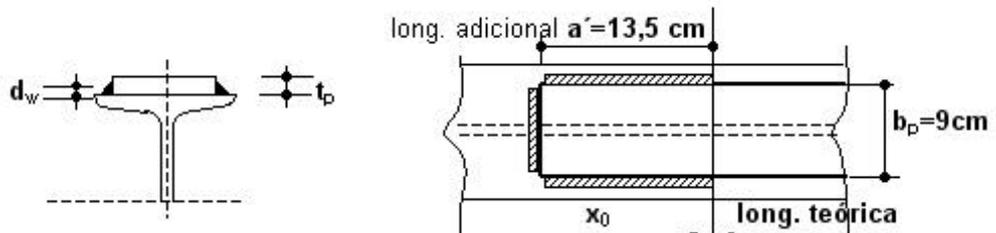


Figura Ej. 6-3

- Longitud teórica de platabanda L_p

$$L_p = 10 - 1,78 \cdot 2 = 6,44 \text{ m}$$

- Longitud adicional extremo a' (Sección F.13.3) (Figura F.13-1)

Se adopta $z = d_w < \frac{3}{4} t_p$ (Figura Ej. 6-3) y cordones frontal y longitudinales

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

Longitud total platabanda

$$L_p = 644 + 13,5 \times 2 = 671 \text{ cm}$$

5) Verificación a corte (Sección G.1; Sección G.2.1)

La Resistencia de Diseño a corte $V_d = f_v \cdot V_n$ $f_v = 0,9$

Ec. (G.1-1)

La Resistencia Nominal al corte $V_n = 0,6 \cdot F_{yw} \cdot A_w \cdot C_v \cdot (10)^{-1}$

Ec. (G.2-1)

Se verifica esbeltez del alma

$$(h_w / t_w) = 24,1 / 1,08 = \mathbf{22,31} < 71,8 = 492 \sqrt{k_v / F_{yw}} \rightarrow C_v = \mathbf{1,0} \quad \text{Ec. (G.2-3)*}$$

$$A_w = d \cdot t_w = 30 \times 1,08 = \mathbf{32,4 \text{ cm}^2}$$

$$V_d = \phi V_n = 0,9 \times 0,6 \times 235 \times 32,4 \times (10)^{-1} = \mathbf{411 \text{ kN}} > 110 \text{ kN} = V_u \quad \text{VERIFICA}$$

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 F.13.3).
Siendo la Resistencia de Diseño a flexión provista por la platabanda $M_{dp} = \phi \cdot M_{pd}$ la fuerza a transmitir (Resistencia requerida de la unión soldada) es:

$$T_u = \phi \cdot b_p \cdot t_p \cdot F_y \cdot (10^{-1}) = 0,9 \times 1,905 \times 9 \times 23 \times (10^{-1}) = 362,7 \text{ kN}$$

La longitud total de filetes evitando su llegada a los extremos de la platabanda

$$L_w = 2 \times (13,5 - 1) + (9 - 1 \times 2) = 32 \text{ cm}$$

$$\text{La Resistencia de Diseño (Sección J.2-4)} R_{dw} = \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} \cdot (10^{-1}) = \phi \cdot F_{nw} \cdot L_{we} \cdot 0,707 \cdot d_w \cdot (10^{-1})$$

$$\phi \text{ y } F_{nw} \text{ se obtienen de Tabla J.2-5} \quad \phi = 0,60 \quad F_{nw} = 0,6 F_{EXX}$$

$$R_{dw} = 0,60 \times 0,6 \times 480 \times 32 \times 0,707 \times d_w \times (10^{-1}) = T_u = 362,7 \text{ kN} \quad (\text{Ej.6-2})$$

De (Ej. 6-2)

$$d_w = 0,93 \text{ cm} = \mathbf{9,3 \text{ mm}} < 14,2 \text{ mm} = 1,42 \text{ cm} = 3/4 t_p = (3/4) \times 1,905 \quad \text{(VERIFICA)}$$

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 $d_w = \mathbf{10 \text{ mm} = 1,0 \text{ cm}}$

Se pueden acortar los filetes longitudinales.

$$L_1 = [(9,3/10) \times 32 - 7] \cdot 1/2 = 11,4 \text{ cm} \rightarrow \text{Se adopta } \mathbf{L_1 = 12 \text{ cm}}$$

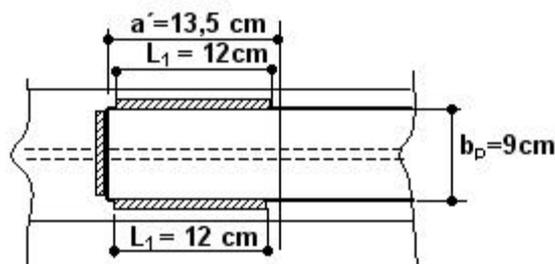


Figura Ej. 6-4

- 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.4-1)

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

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

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

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

La sección se ubica a $x_1 = 3,74 \text{ m}$. (Ver Figura Ej. 6-1)

- Para el resto con $M_u < M_y$ se pueden utilizar filetes de soldadura intermitentes Sección J.2.2(b). La fuerza requerida por cm de longitud para la unión soldada se obtiene a partir de:

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

Se adopta V_u al inicio de la platabanda (sección a $x_0 = 1,78 \text{ m}$)

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

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

para $d_w = 1,0 \text{ cm}$ (Sección J.2.4 Tabla J.2-5) en los 2 cordones.

$$F_{cw}/\text{cm} = 0,60 \times 0,6 \times 480 \times 1,0 \times 0,707 \times 1 \times (10^{-1}) \times 2 = 24,4 \text{ kN/cm}$$

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

$$(24,4/1,05) - 1 = 22 \quad (\text{excesiva})$$

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

$$L_{w1} = 6 \text{ cm} > 4 d_w = 4 \times 1,0 = 4 \text{ cm} \quad (\text{Sección J.2.2(b)})$$

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

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

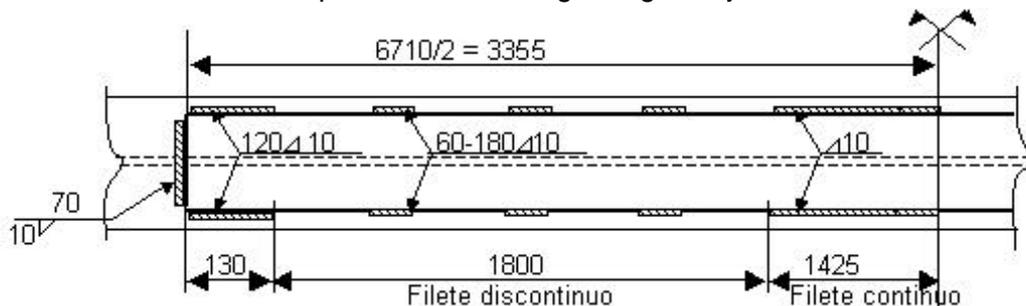


Figura Ej. 6-5

EJEMPLO N°7

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

Enunciado

Verificar la unión del perfil ángulo 102x102x9.5 mm soldado al ala del PNI 200. El perfil ángulo está solicitado 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.

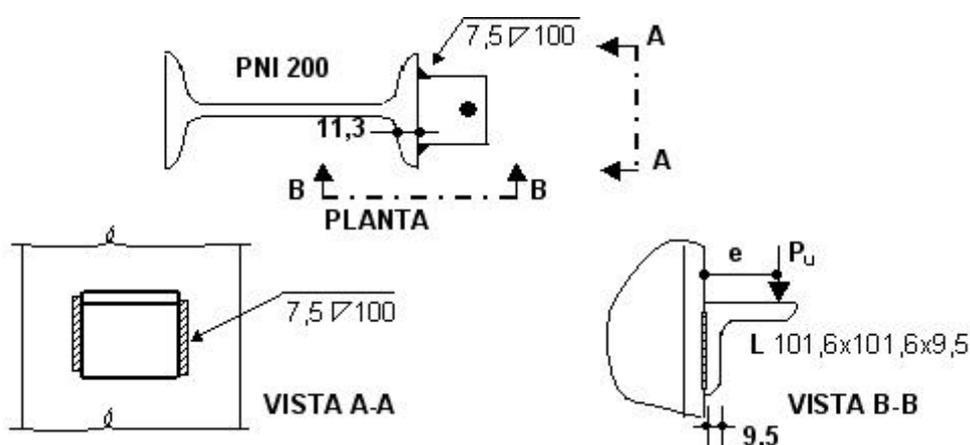


Figura Ej. 7-1

De acuerdo a la Sección C.2.1 se determinan las solicitaciones requeridas para la unión soldada.

El momento $M_u = P_u \cdot e = 55 \times 5 \times 10^{-2} = 2,75$ kNm.
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 :

$A_{we} = e_g \cdot L_s$, con $e_g = 0,707 \cdot d = 0,707 \times 1 = 0,707$ cm, y $L_s = 10$ cm.
 $A_{we} = 0,707 \times 10 \times 2 = 14,4$ cm².

El Momento Resistente elástico de la soldadura (S_w) es :

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

De acuerdo a Sección J.1.1., utilizando el Análisis Elástico Lineal se determinan las tensiones en la soldadura:

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

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

La tensión combinada resulta

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

De acuerdo a Sección J.2.4. la Resistencia de Diseño de la soldadura es:

$$R_d = \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} \cdot 0,1 \quad (\text{Ej.7-1})$$

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

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

$$\text{Para } F_{EXX} = 480 \text{ MPa, } F_{nw} = 0,60 \times 480 = 288 \text{ MPa}$$

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

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

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

Se adopta $d = 7,5 \text{ mm}$

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

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 doble te 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 $e = 500$ mm 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. Los bulones son tipo ISO 8.8, con rosca 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.

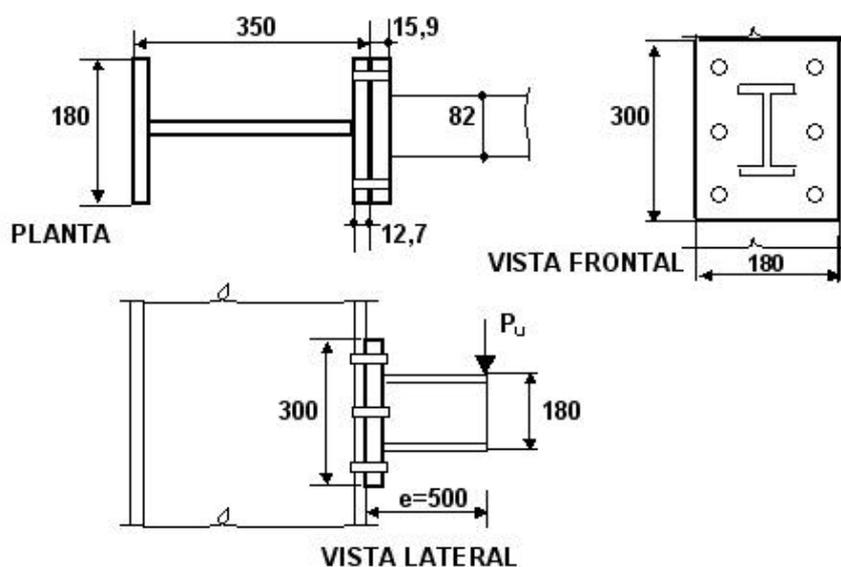


Figura Ej. 8-1

DETALLE UNIÓN ABULONADA

Bulones ISO 8.8
Diámetro = 16 mm
Cantidad : 6

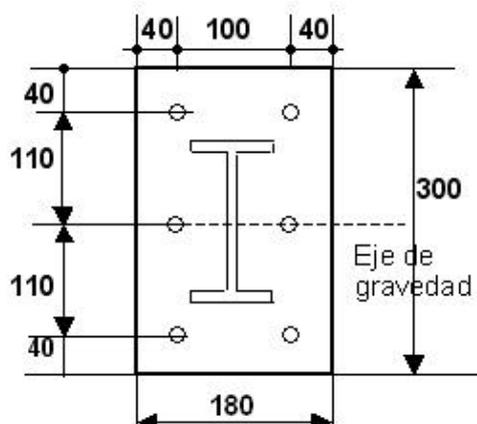


Figura Ej. 8-2

De acuerdo a la Sección C.2.1, se determinan las solicitaciones requeridas para la unión abulonada.

El momento $M_u = P_u \cdot e = 75 \times 50 \times 10^{-2} = 37,5 \text{ kNm}$.
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)

$$s_{\min} = 3 \cdot d = 3 \times 1,6 = 4,8 \text{ cm} = 48 \text{ mm}$$

$$s_{\max} = 24 \times 12,7 = 304,8 \text{ mm} \quad \text{ó} < 300 \text{ mm}$$

$$d_{\min} = 1,75 \cdot d = 1,75 \times 1,6 = 28 \text{ mm}$$

$$d_{\max} = 12 \times 12,7 = 152,4 \text{ mm} \quad \text{ó} < 150 \text{ mm}.$$

Se verifican a continuación

$$s_1 = 100 \text{ mm} > 48 \text{ mm} \quad \text{VERIFICA}$$

$$s_2 = 110 \text{ mm} < 300 \text{ mm} \quad \text{VERIFICA}$$

$$d_b = 40 \text{ mm} > 28 \text{ mm} \quad \text{VERIFICA}$$

$$d_b = 40 \text{ mm} < 150 \text{ mm} \quad \text{VERIFICA}$$

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:

$$T_M = \frac{37,5 \times 100}{2 \times 21} = 89,3 \text{ kN}$$

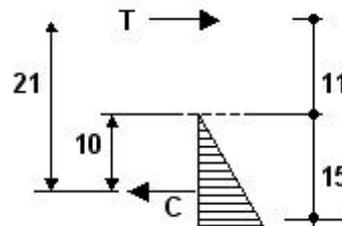


Figura Ej.8-3

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

$$R_d = \phi \cdot F'_{nt} \cdot A_b \cdot 0,1$$

dónde $\phi = 0,75$

F'_{nt} = resistencia nominal a tracción según tabla J.3.6., en función de f_u
(tensión de corte Requerida mayorada)

A_b = área del bulón = $2,01 \text{ cm}^2$

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

$$f_v = \frac{P_v}{A_b \times 10^{-1}} = \frac{12,5}{2,01 \times 0,1} = 62,20 \text{ MPa}$$

De acuerdo a Tabla J.3.5, para bulones tipo 8.8 ISO, con rosca excluida de los planos de corte, la tensión F'_{nt} es igual a:

$$F'_{nt} = (806 - 2,0 \cdot f_v) = 806 - 2 \times 62,20 = 681,6 \text{ MPa} > 620 \text{ MPa, por lo tanto } F'_{nt} = 620 \text{ MPa}$$

$$\text{Entonces } R_d = 0,75 \times 620 \times 2,01 \times 0,1 = 93,4 \text{ kN} > T_M = 89,3 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA}$$

- La Resistencia de Diseño a corte por bulón es (Sección J.3.6.)

$$R_d = \phi \cdot R_n = \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot 0,1 \quad \text{Ec. (J.3-1)}$$

De tabla J.3.2: $\phi = 0,75$ y $F_{nv} = 415 \text{ MPa}$

El área del bulón es $A_b = 2,01 \text{ cm}^2$

$$R_d = 0,75 \times 415 \times 2,01 \times 0,1 = 62,56 \text{ kN por bulón} \quad (\text{Ej. 8-1})$$

- La Resistencia de Diseño 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 (deformación no permitida), se adopta la siguiente ecuación (Sección J.3.10(a))

$$R_d = \phi \cdot R_n \quad \phi = 0,75$$

$$R_n = 1,2 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u \cdot 0,1 \leq 2,4 \cdot d \cdot t \cdot F_u \cdot 0,1 \quad \text{por cada bulón} \quad \text{Ec. (J.3-6a)}$$

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

$$R_n = 1,2 \times (4 - 1,8 \times 0,5) \times 1,27 \times 370 \times 0,1 = 174,8 \text{ kN} < 180,44 = 2,4 \times 1,6 \times 1,27 \times 370 \times 0,1$$

$$R_d = 0,75 \times 174,8 = 131,1 \text{ kN} \quad (\text{Ej. 8-2})$$

La **Resistencia efectiva** de cada bulón es **la menor entre la Resistencia al corte y la Resistencia al aplastamiento de la chapa**

$$\text{De (Ej. 8-1) y (Ej. 8-2) } R_d = 62,56 \text{ kN} > 12,5 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA}$$

EJEMPLO N°9

Cálculo de las solicitaciones requeridas en columnas de pórtico no arriostrado (de nudos desplazables). Aplicación de: **(A)** Método de Análisis de Primer Orden (**MAPO**); **(B)** Método de la Longitud Efectiva (**MLE**).

Aplicación de Capítulos **B**, **C**, Apéndice 7 y Comentarios Apéndice 7 .

(A) Enunciado MAPO

Determinar por el MAPO las Resistencias 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).

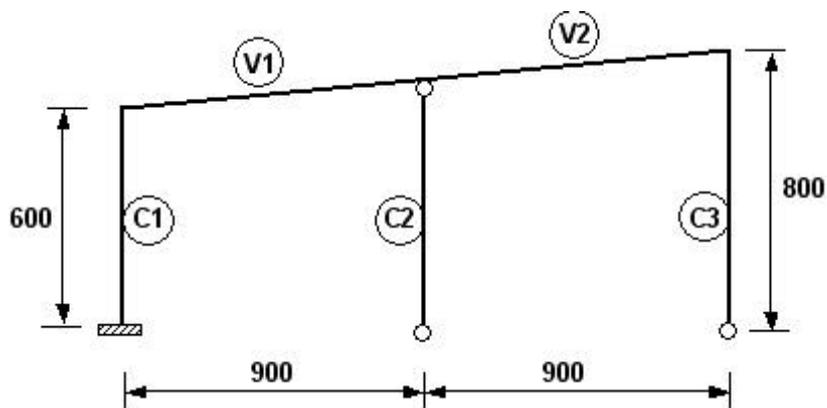


Figura Ej. 9-1

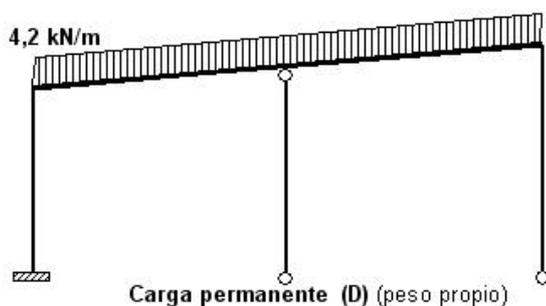


Figura Ej. 9-2(a)



Figura Ej. 9-2(b)

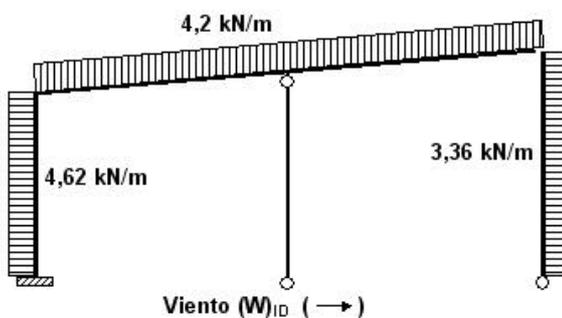


Figura Ej. 9-2(c)

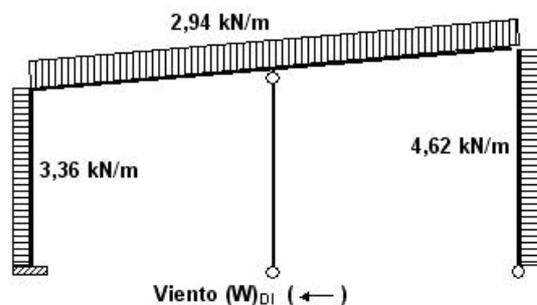


Figura Ej. 9-2(d)

Combinación de acciones

De acuerdo al capítulo B (sección B.2.2), la Resistencia Requerida surge de la combinación crítica de las siguientes combinaciones de las acciones actuante (D, L_r y W):

1,4 D	(B.2-1)
1,2 D + 1,6 L_r	(B.2-3)
1,2 D + 1,5 W + 0,5 L _r	(B.2-4)
0,9 D + 1,5 W	(B.2-6)

En la combinación B.2-4 los efectos de W (succión) y L_r (mantenimiento de cubiertas) son de sentido contrario por lo que no serán críticas para las columnas

Por los valores nominales de D y L_r (de igual sentido) los efectos de la Combinación (B.2-1) serán menores que los de la (B.2-3) por lo que aquella no será crítica.

Por lo anterior se analizan las **Combinaciones (B.2-3) y (B.2-6)**

- Combinación (B.2-3)

$$q_{uv} = 1,2 \times 4,2 + 1,6 \times 4,8 = \mathbf{12,72 \text{ kN/m}}$$

- Combinación (B.2-6)

Viento izquierda-derecha

$$q_{uv} = 0,9 \times 4,2 - 1,5 \times 4,2 = \mathbf{-2,52 \text{ kN/m}} \text{ (Succión)}$$

$$q_{ui} = 1,5 \times 4,62 = \mathbf{6,93 \text{ kN/m}} \text{ (P)}$$

$$q_{ud} = 1,5 \times 3,36 = \mathbf{5,04 \text{ kN/m}} \text{ (P)}$$

Viento derecha-izquierda

$$q_{uv} = 0,9 \times 4,2 - 1,5 \times 2,94 = \mathbf{-0,63 \text{ kN/m}} \text{ (Succión)}$$

$$q_{ui} = 1,5 \times 3,36 = \mathbf{5,04 \text{ kN/m}} \text{ (Ü)}$$

$$q_{ud} = 1,5 \times 4,62 = \mathbf{6,93 \text{ kN/m}} \text{ (Ü)}$$

Determinación de las Resistencias Requeridas

Se aplicará la **Sección 7.3 del Apéndice 7**.

- Se verifican las condiciones para poder utilizar el **MAPO**. (Apéndice 7, Sección 7.3.1)
 - (1) La estructura soporta las cargas gravitatorias (D y L_r) con columnas verticales. VERIFICA
 - (2) La relación $\Delta_{2do}/\Delta_{1ro} \leq 1,5$ (Factor B₂) se cumple si se aplican las fuerzas horizontales adicionales dadas por la Expresión (A-7-2)
 - (3) Se deberá verificar el cumplimiento de la expresión (A-7-1) ($P_u \leq 0,5 P_y$) con las dimensiones finales de las columnas, aunque dada la baja carga gravitatoria y la importante flexión de las columnas resultante en la Combinación (B.2-6) se puede suponer que la dimensión de las mismas quedará determinada por la flexión.
- Se realizará un Análisis Elástico de **Primer Orden** utilizando la **rigidez nominal** de los elementos estructurales (EI y EA). (Sección 7.3.2)

- **Determinación de las fuerzas horizontales adicionales.** (Sección 7.3.2)

Las fuerzas horizontales adicionales se determinan por:

$$N_i = 2,1(D/L) \cdot Y_i \cong 0,0042 Y_i \quad \text{Ec. (A-7-2)}$$

Se plantea como condición de Proyecto que la relación $(D/L) = 1/200$

Las fuerzas adicionales se deben aplicar:

- (a) para Combinaciones de acciones solo con cargas gravitatorias: en ambos sentidos
- (b) para Combinaciones con fuerzas horizontales: en el mismo sentido de la resultante de ellas

Resultan 4 Combinaciones de Carga

- Combinación 1-1

Cargas de Combinación (B.2-3)

Suma de cargas gravitatorias del nivel $Y_i = 12,72 \text{ kN/m} \times 18 \text{ m} / \cos 6,34^\circ = 230,4 \text{ kN}$

$$N_i = 2,1 \times (1/200) \times 230,4 = 2,5 \text{ kN} < 0,0042 Y_i = 0,97 \text{ kN}$$

Se reparte entre las columnas que aportan rigidez lateral (C1 y C3) de acuerdo a su rigidez

a **C1 = 2,1 kN** a **C3 = 0,4 kN** Se aplican en dirección izquierda-derecha (\overrightarrow{P})

- Combinación 1-2

Cargas de Combinación (B.2-3)

Igual que en Combinación 1-1 **$N_i = 2,5 \text{ kN}$** a **$C1 = 2,1 \text{ kN}$** a **$C3 = 0,4 \text{ kN}$**

Se aplican en dirección derecha-izquierda (\overleftarrow{U})

- Combinación 2-1

Cargas de Combinación (B.2-6)

Suma de cargas gravitatorias del nivel $Y_i = (0,9 \times 4,2) \text{ kN/m} \times 18 \text{ m} / \cos 6,34^\circ = 68,46 \text{ kN}$

$$N_i = 2,1 \times (1/200) \times 68,46 = 0,72 \text{ kN}$$

Se reparte entre las columnas que aportan rigidez lateral (C1 y C3) de acuerdo a su rigidez

a **C1 = 0,60 kN** a **C3 = 0,12 kN**

Se aplican en dirección izquierda-derecha (\overrightarrow{P})

- Combinación 2-2

Cargas de Combinación (B.2-6)

Igual que en Combinación 2-1 **$N_i = 0,72 \text{ kN}$** a **$C1 = 0,60 \text{ kN}$** a **$C3 = 0,12 \text{ kN}$**

Se aplican en dirección derecha-izquierda (\overleftarrow{U})

Los momentos de inercia de las columnas **C1** y **C3**, y las vigas **V1** y **V2** se plantean de forma relativa para la resolución del pórtico desplazable: (ver Figura Ej.9-3)
 $I_{C1} = 1,5$, $I_{C3} = 1$, $I_{V1} = I_{V2} = 1$

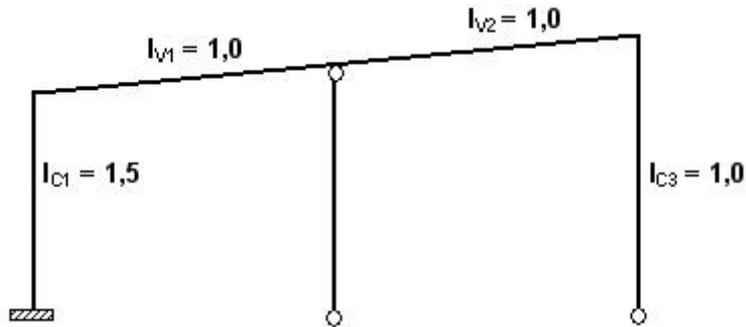


Figura Ej. 9-3
Relación de I

Se obtienen los siguientes diagramas de Carga (C), Momento flector (M), Corte (V) y Normal (N) para las Combinaciones 1-1, 1-2, 2-1 y 2-2 (Figuras Ej. 9-4(a), Ej. 9-4(b), Ej. 9-4(c) y Ej.9-4 (d) respectivamente.

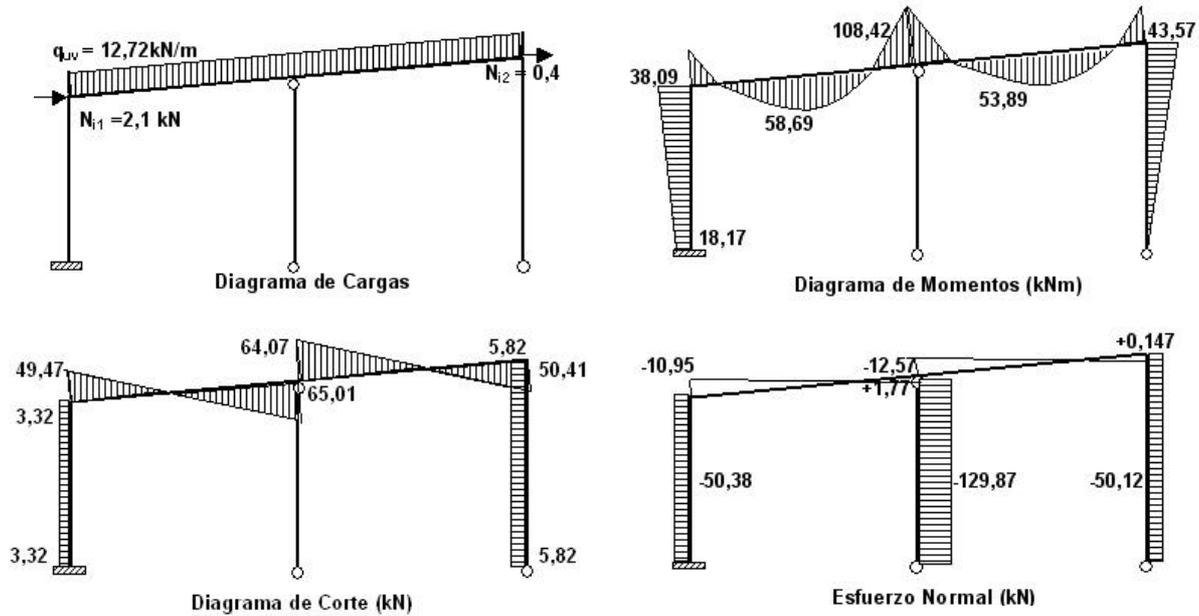


Figura Ej. 9-4(a)- Comb. C.1-1

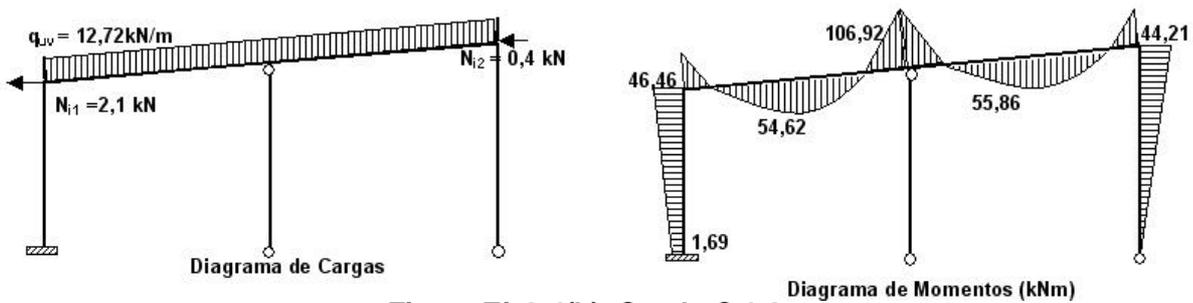


Figura Ej. 9-4(b)- Comb. C.1-2

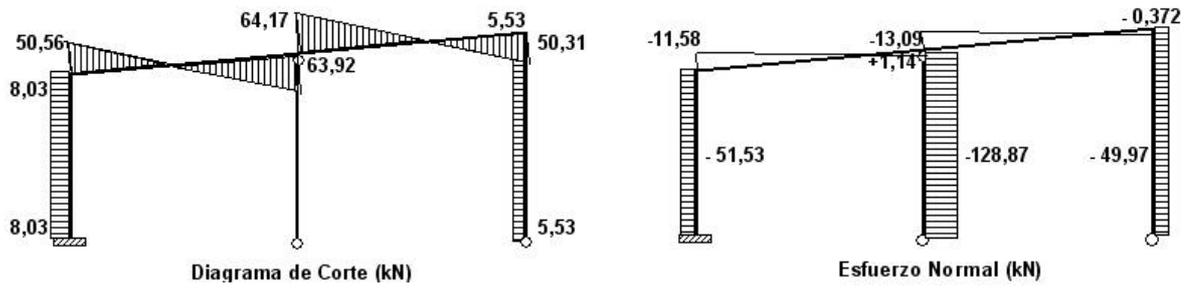


Figura Ej. 9-4(b)(Continuación)- Comb. C.1-2

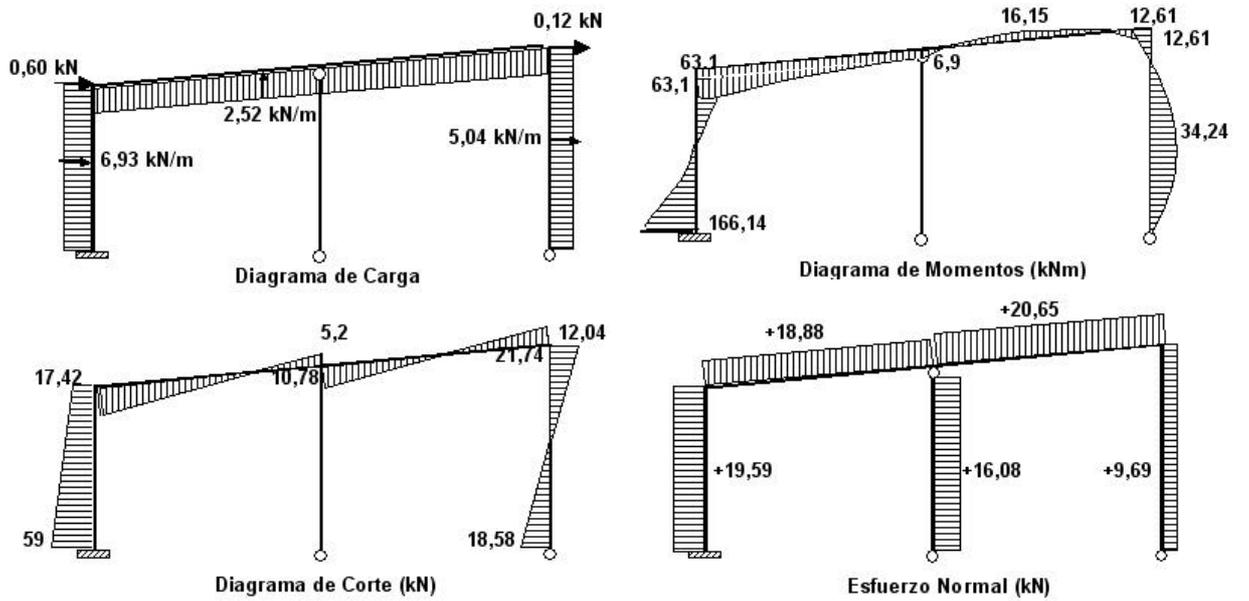


Figura Ej. 9-4(c)- Comb. C.2-1

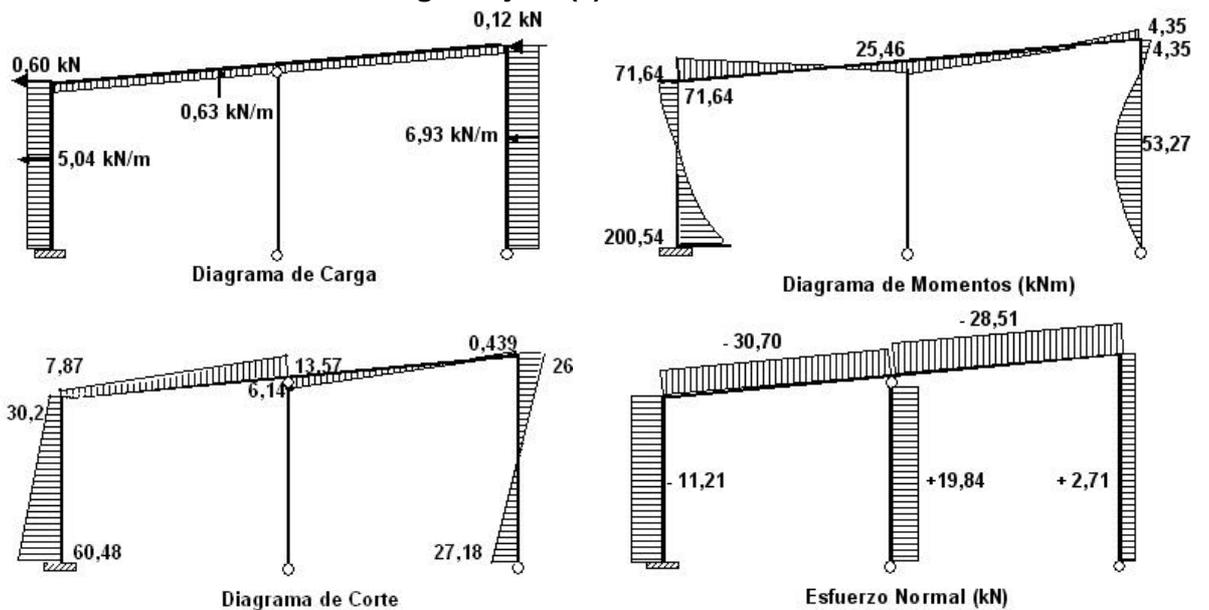


Figura Ej. 9-4(d)- Comb. C.2-2

- Para completar el Análisis faltaría:

(a) Determinar el coeficiente B_2 según lo especificado en el Apéndice 8, a fin de verificar la aplicabilidad del **MAPO**.

Al tener las columnas distinta altura se debe aplicar la Ecuación (A-8-9). Para determinar P_{e2} es necesario determinar el k de las columnas **C1** y **C3** y hacer un predimensionado aproximado de la columna más solicitada para determinar su momento de Inercia. Los restantes I se determinarán en función de la relación supuesta.

(b) Calcular el B_1 para las columnas **C1** y **C3** para determinar si existe algún efecto **P-d** para las combinaciones C2-1 y C.2-2. **Si $B_1 = 1,0$ se dimensionarán las columnas y vigas con las solicitaciones resultantes del Análisis de Primer Orden realizado. La Resistencia de Diseño a compresión** de los elementos comprimidos se determinará con $k = 1,0$.

(c) Con las áreas (A) y Momentos de Inercia (I) de los elementos dimensionados se determinará el D máximo último y de servicio (Con la combinación C.2-1 o C.2-2) para verificar lo adoptado para determinar las fuerzas horizontales adicionales y verificar las deformaciones admisibles respectivamente. Se deberá verificar también en las columnas C1 y C3 si $P_u \leq 0,5 P_y$ con la mayor carga normal de compresión Requerida.

- **Las verificaciones indicadas y el dimensionado de las columnas se harán en el Ejemplo Nº 17**

(B) Enunciado MLE

Determinar por el MLE (Método de la Longitud Efectiva) las Resistencias 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).

Se utilizan las mismas Combinaciones de Acciones que para el **MAPO** por lo que resultan las mismas cargas últimas.

Determinación de las Resistencias Requeridas

Se aplicará la **Sección 7.2 del Apéndice 7**

- Se verifican las condiciones para poder utilizar el **MLE**. (Apéndice 7, Sección 7.2.1)
 - (1) La estructura soporta las cargas gravitatorias (D y L_r) con columnas verticales. **VERIFICA**
 - (2) Se supone que se cumple la relación $\Delta_{2do}/\Delta_{1ro} \leq 1,5$ bajo cargas mayoradas. Se verificará su cumplimiento con el cálculo del Factor B_2 .
- Se realizará un Análisis Elástico de **Primer Orden** utilizando la **rigidez nominal de los elementos estructurales** (EI y EA). (Sección 7.2.2)
- Se utilizará el Método Aproximado de Amplificación de Momentos de Primer Orden para determinar los efectos de Segundo Orden (Apéndice 8)
- **Determinación de las fuerzas horizontales adicionales.** (Sección 7.2.2(a)(5) y Sección C.2.2(b))

Las fuerzas horizontales adicionales se determinan por:

$$N_i = 0,002 Y_i$$

Ec. (A-7-2)

Las fuerzas adicionales se deben aplicar:

- (a) para Combinaciones de acciones solo con cargas gravitatorias: en ambos sentidos
- (b) para Combinaciones con fuerzas horizontales: en el mismo sentido de la resultante de ellas

Aunque se permite (Sección 7.2.2(a)(5)) no aplicar la N_i en las combinaciones que tengan cargas horizontales se aplicarán en este caso como ejemplo.

Resultan 4 Combinaciones de Carga

- Combinación 1-1

Cargas de Combinación (B.2-3)

Suma de cargas gravitatorias del nivel $Y_i = 12,72 \text{ kN/m} \times 18 \text{ m} / \cos 6,34^\circ = 230,4 \text{ kN}$

$$N_i = 0,002 \times 230,4 = 0,47 \text{ kN}$$

Se reparte entre las columnas que aportan rigidez lateral (C1 y C3) de acuerdo a su rigidez

a **C1 = 0,4 kN** a **C3 = 0,07 kN** Se aplican en dirección izquierda-derecha (\overrightarrow{P})

- Combinación 1-2

Cargas de Combinación (B.2-3)

Igual que en Combinación 1-1 **$N_i = 0,47 \text{ kN}$** a **$C1 = 0,40 \text{ kN}$** a **$C3 = 0,07 \text{ kN}$**

Se aplican en dirección derecha-izquierda (\overleftarrow{U})

- Combinación 2-1

Cargas de Combinación (B.2-6)

Suma de cargas gravitatorias del nivel $Y_i = (0,9 \times 4,2) \text{ kN/m} \times 18 \text{ m} / \cos 6,34^\circ = 68,46 \text{ kN}$

$$N_i = 0,002 \times 68,46 = 0,137 \text{ kN}$$

Se reparte entre las columnas que aportan rigidez lateral (C1 y C3) de acuerdo a su rigidez

a **C1 = 0,114 kN** a **C3 = 0,023 kN**

Se aplican en dirección izquierda-derecha (\overrightarrow{P})

- Combinación 2-2

Cargas de Combinación (B.2-6)

Igual que en Combinación 2-1 **$N_i = 0,137 \text{ kN}$** a **$C1 = 0,114 \text{ kN}$** a **$C3 = 0,023 \text{ kN}$**

Se aplican en dirección derecha-izquierda (\overleftarrow{U})

Los momentos de inercia de las columnas **C1** y **C3**, y las vigas **V1** y **V2** se plantean de forma relativa para la resolución del pórtico desplazable: (ver Figura Ej.9-5)
 $I_{C1} = 1,5 I$, $I_{C3} = I$, $I_{V1} = I_{V2} = I$

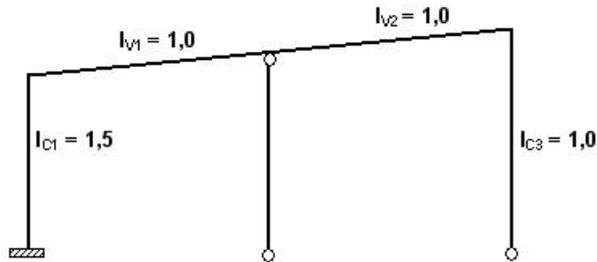


Figura Ej. 9-5
Relación de I

Se obtienen los siguientes diagramas de Carga (C), Momento flector (M), Corte (V) y Normal (N) para las Combinaciones 1-1, 1-2, 2-1 y 2-2 (Figuras Ej. 9-6(a), Ej. 9-6(b), Ej. 9-6(c) y Ej.9-6 (d) respectivamente.

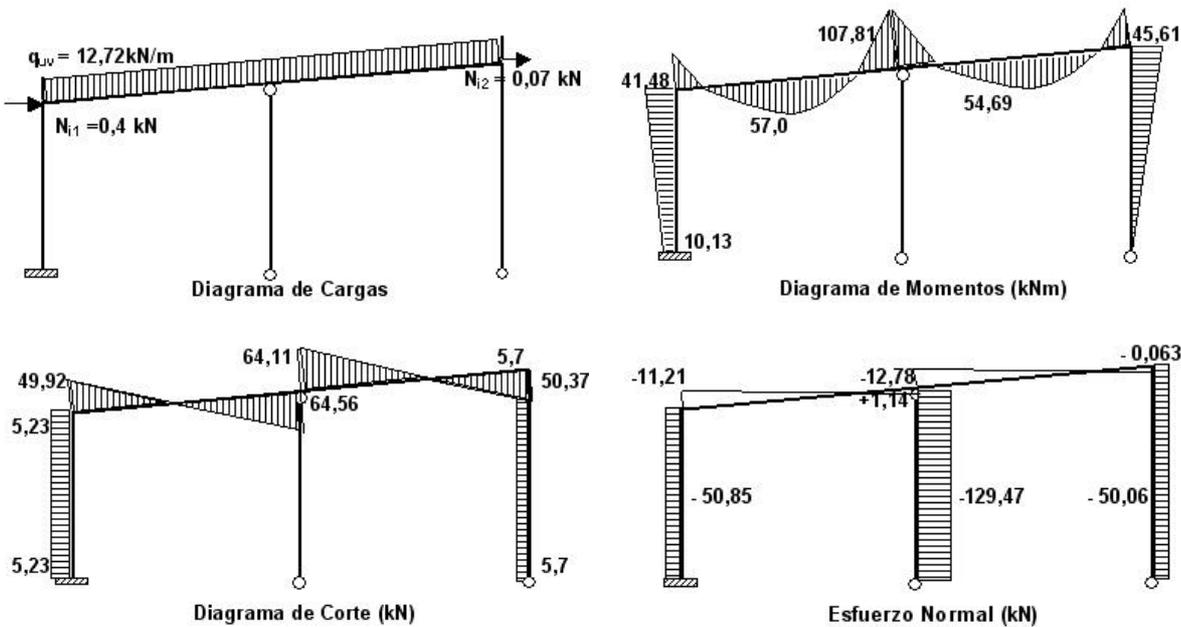


Figura Ej. 9-6(a)- Comb. C.1-1

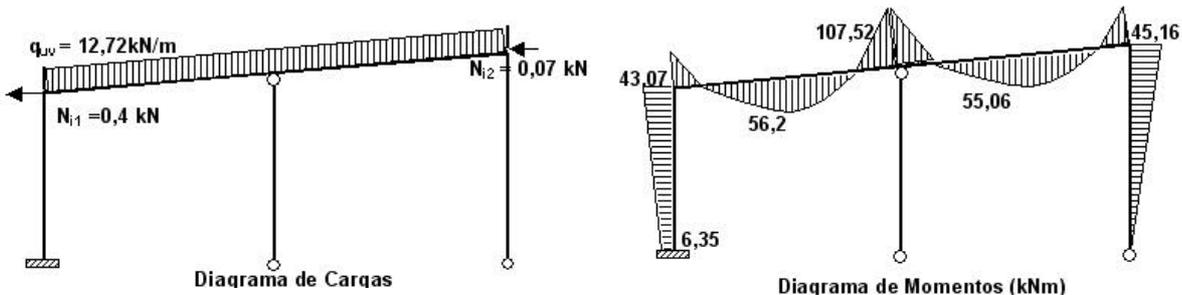


Figura Ej. 9-6(b)- Comb. C.1-2

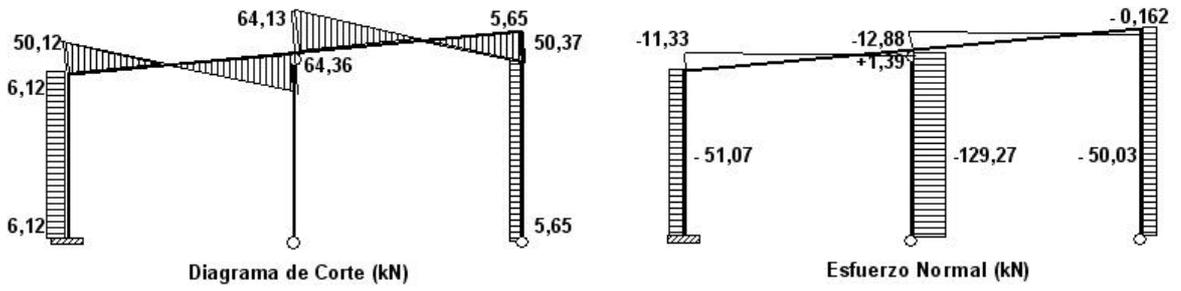


Figura Ej. 9-6(b) (Continuación)- Comb. C.1-2

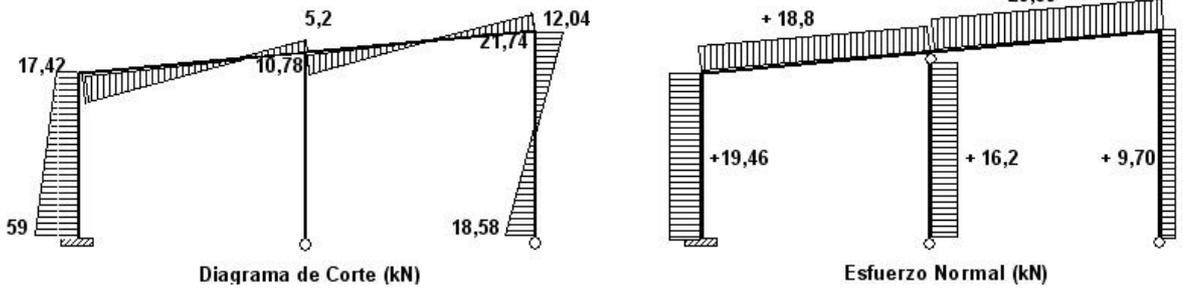
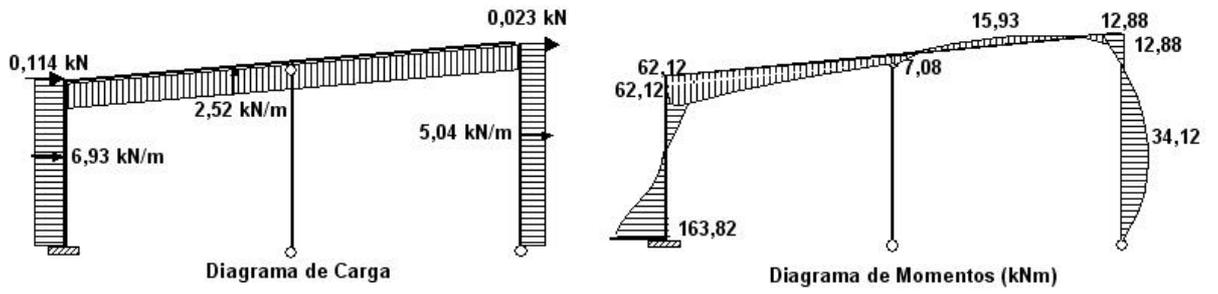


Figura Ej. 9-6(c)- Comb. C.2-1

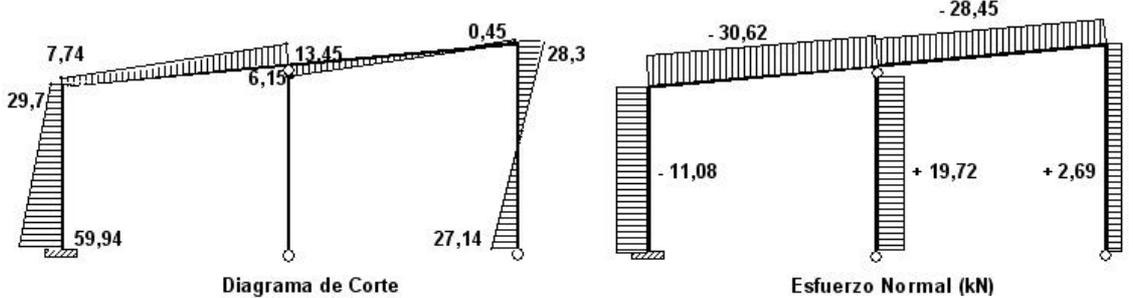
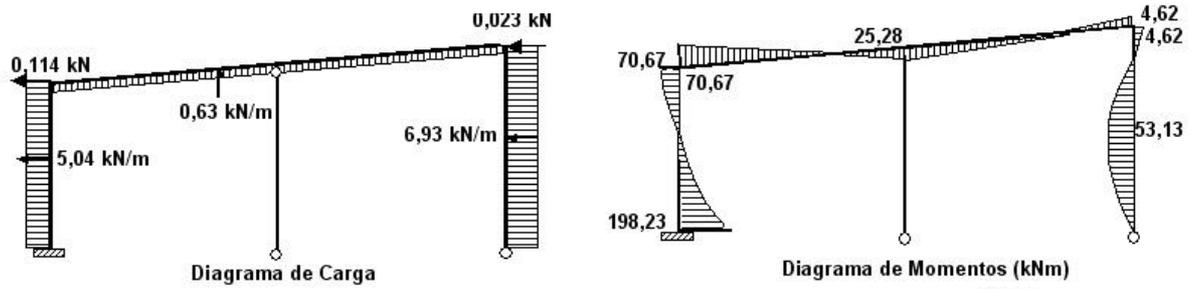


Figura Ej. 9-6(d)- Comb. C.2-2

- **Determinación del Factor de Longitud efectiva k de las columnas C1 y C3**

Se determinarán para las combinaciones más desfavorables.

De acuerdo a la Sección 7.2.3(2) del Apéndice 7 se utilizarán los métodos del Comentario del Apéndice 7. Se determinará la longitud efectiva de las columnas C1 y C3 mediante el uso del nomograma de la figura C-A-7.2-2 para la determinación de k.

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 flectores 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 inelasticidad** pues seguramente resultará $t_b = 1$ en todos los casos.

Siendo no significativas las cargas axiales en vigas **no se realiza la corrección correspondiente**

COMBINACION 1: 1,2 D+1,6L_r (Combinación (B.2-3))

Se considera la Combinación C.1-2 por tener mayor momento flector y carga normal

- **Columna C1**

$$N_1 = 51,07 \text{ kN (compresión)}$$

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

Se utiliza la metodología de la Sección C.-7.2 de los Comentarios.

Si se aplica una carga unitaria horizontal al pórtico desplazable se obtienen los momentos en los nudos superiores (ver Figura Ej.9-7).

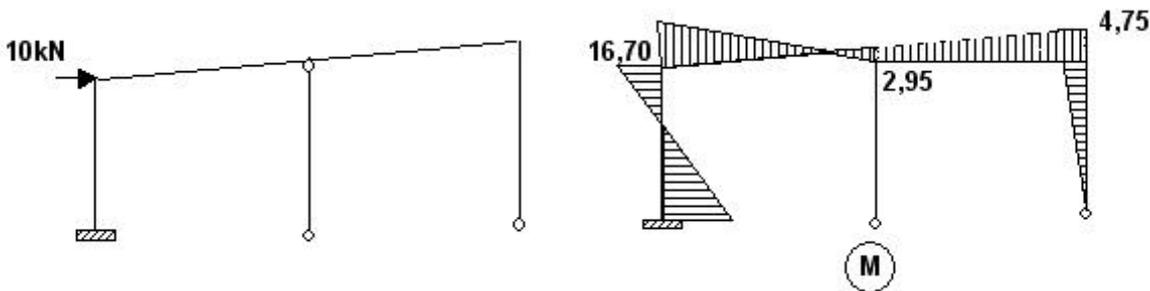


Figura Ej.9-7. Carga unitaria

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 de la columna

$$M_N = 16,7 \text{ kNm} \quad M_F = 2,95 \text{ kNm} \quad \frac{M_F}{M_N} = 0,177$$

$$L'_g = 9,055 \times (2 - 0,177) = 16,51 \text{ m} = 1651 \text{ cm}$$

- **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 momentos de inercia son: $I_{c1} = 1,5 \text{xl}$ (columna C1) y $I_{v1} = 1,0 \text{xl}$ (viga V1) y las longitudes $L_{c1} = 6 \text{ m}$ y $L_{v1} = L'_g = 16,51 \text{ m}$.

$$G_B = \frac{S(EI/L)_c}{S(EI/L)_v} = \frac{(1,5/6)}{(1/16,51)} = \frac{I_{c1} \cdot L_{v1}}{I_{v1} \cdot L_{c1}} = \frac{1,5 \text{xl} \times 16,51}{1 \text{xl} \times 6,0} = 4,13$$

Del nomograma (b) (para desplazamiento lateral permitido) se obtiene para $G_A=1$ y $G_B=4,13$ resulta:

$$k_{C1} = 1,64$$

- **Columna C3**

$N_3 = 50,3 \text{ kN}$ (compresión)

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

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

Siendo el M_F del mismo signo que el M_N no hay punto de inflexión en la deformada de la viga. Puede tomarse prácticamente $L'_g = 2 L_g$

- **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: $I_{c3} = 1 \text{ I}$ (columna C3) y $I_{v2} = 1$ (viga V2) y las longitudes $L_{c1} = 8 \text{ m}$ y $L_{v1} = L'_g = 2 \times 9 = 18 \text{ m}$

$$G_B = \frac{S(EI/L)_c}{S(EI/L)_v} = \frac{(1,0/8)}{(1/18)} = \frac{I_{c1} \cdot L_{v1}}{I_{v1} \cdot L_{c1}} = \frac{1,0 \text{xl} \times 18}{1 \text{xl} \times 8,0} = 2,25$$

Del nomograma (b) (para desplazamiento lateral permitido) se obtiene para $G_A=10$ y $G_B=2,25$ resulta:

$$k_{C3} = 2,18$$

- **Columnas C1 y C3**
- **Corrección por pandeo no simultáneo de las columnas e influencia de columnas sin rigidez lateral.**

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:

$$k_2 = \sqrt{\frac{10L^2 P_u}{P_u} \frac{p^2 EI}{10(k_{n2}L)^2}} \approx \sqrt{\frac{5}{8}} k_{n2} \quad \text{Ec. (C-A-7-8)}$$

Simplificando la Ec. (C-A-7-8) resulta para la columna C_i: $k'_i = \sqrt{\frac{(l_i / L_i^2)}{P_{ui}} \cdot \frac{SP_u}{S[l_i / (k_i L_i)^2]}}$

- Para la **C1** los valores son: $l_1 = 1,5xl$ $L_1 = 6$ m $P_{u1} = 51,07$ kN $k_{C1} = 1,64$ $k_{C2} = 2,18$
 $\Sigma P_u = 51,07 + 129,27 + 50,03 = 230,37$ kN
 $\Sigma [l_i / (k_i / L_i)^2] = [1,5xl / (1,64x6)^2] + [1xl / (2,18x8)^2] = (0,0188xl)$ cm⁴/m²

el factor corregido resulta: $k'_{C1} = \sqrt{\frac{1,5xl}{6^2 \times 51,07} \times \frac{230,37}{0,0188xl}} = 3,16 > \sqrt{\frac{5}{8}} \times 1,64 = 1,3$

- Para la **C3**, los valores son: $l_2 = 1,0xl$ $L_1 = 8$ m $P_{u1} = 50,3$ kN

el factor corregido resulta: $k'_{C3} = \sqrt{\frac{1,0xl}{8^2 \times 50,3} \times \frac{230,37}{0,0188xl}} = 1,95 > \sqrt{\frac{5}{8}} \times 2,18 = 1,73$

Luego **$k_{C1} = 3,16$ $k_{C3} = 1,95$**

COMBINACION 2: 0,9 D -1,5 W (Combinación (B.2-6))

Se considera la Combinación C.2-2 por tener mayor momento flector y la carga normal de compresión

• **Columna C1**

$N_1 = 11,08$ kN (compresión)

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

Se utiliza la metodología de la Sección C.-7.2 de los Comentarios.

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

$$L'_g = L_g \cdot [2 - M_F / M_N] \quad \text{Siendo: } L'_g = \text{longitud ficticia de la viga}$$

$L_g =$ longitud real de la viga = 9,055 m

$$M_N = 70,67 \text{ kNm} \quad M_F = 25,28 \text{ kNm} \quad \frac{M_F}{M_N} = 0,358$$

$$L'_g = 9,055 \times (2 - 0,358) = 14,87 \text{ m} = 1487 \text{ cm}$$

- **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 momentos de inercia son: $I_{c1} = 1,5 \times I$ (columna C1) y $I_{v1} = 1,0 \times I$ (viga V1) y las longitudes $L_{c1} = 6 \text{ m}$ y $L_{v1} = L'_g = 14,87 \text{ m}$.

$$G_B = \frac{S(EI/L)_c}{S(EI/L)_v} = \frac{(1,5/6)}{(1/14,87)} = \frac{I_{c1} \cdot L_{v1}}{I_{v1} \cdot L_{c1}} = \frac{1,5 \times I \times 14,87}{1 \times I \times 6,0} = 3,72$$

Del nomograma (b) (para desplazamiento lateral permitido) se obtiene para $G_A=1$ y $G_B=3,72$ resulta:

$$\underline{k_{c1} = 1,60}$$

Como **C1** es la única columna comprimida en la Combinación C.2-2 **no hay corrección por pandeo no simultáneo e influencia de la columna sin rigidez lateral**

- **Para completar el Análisis faltaría:**

(a) Calcular los Momentos de Segundo Orden aplicando el Método de Amplificación de los Momentos de Primer Orden para lo cual, al tener las columnas distinta altura, se debe aplicar la Ecuación (A-8-9). Para determinar B_1 y B_2 es necesario hacer un predimensionado aproximado de la columna mas solicitada para determinar su momento de Inercia. Los restantes I se determinarán en función de la relación supuesta. Además determinar para la Combinación crítica para cada columna determinar los momentos M_{nt} y M_{lt} .

(b) Con el coeficiente B_2 se verificará la aplicabilidad del **MLE**.

(c) Con las áreas (A) y Momentos de Inercia (I) de los elementos dimensionados se determinará el D máximo de servicio (Con la combinación C.2-1 o C.2-2) para verificar las deformaciones admisibles.

- **Las verificaciones indicadas y el dimensionado de las columnas se harán en el Ejemplo N° 17**

EJEMPLO N°10

Columna sometida a compresión centrada
Aplicación Capítulos **B, E** y **Anexo 1**

Enunciado

Dimensionar una columna con una Carga axial requerida $P_u = 200 \text{ kN}$ con las siguientes alternativas de sección:

- Perfil doble te IPE
- Tubo **sin costura** de sección circular
- Sección armada cuadrada con elementos esbeltos.

El acero tiene $F_y=235 \text{ MPa}$ y $F_u=370 \text{ MPa}$.

La columna es biarticulada en ambos sentidos: $k_y = k_x = 1$, y $L_{px} = L_{py} = 650 \text{ cm}$.

Alternativa (a). Perfil Doble te IPE (según IRAM-IAS U 500-215-5)

Se prefija $l = 120$. Por lo tanto el radio de giro mínimo debe ser:

$$r_{\min} = \frac{k.L}{l} = \frac{1 \times 650}{120} = 5,42 \text{ cm}$$

$$l_c = \frac{1}{p} \frac{kL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \text{Ec. (E.3-4)}$$

$$l_c = \frac{1}{p} \times 120 \times \sqrt{\frac{235}{200.000}} = 1,31 < 1,5$$

Se supone $Q=1$ (sección no esbelta). Corresponde aplicar la Sección E.3.
Como $\lambda_c < 1,5$ la tensión crítica se determina de la siguiente manera:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2}{l_c^2} 0,658^2 F_y \quad \text{Ec. (E.3-2)}$$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2}{l_c^2} 0,658^{1,31^2} F_y = 114,6 \text{ MPa}$$

De acuerdo a Secciones E.1 y E.3 la Resistencia de Diseño a compresión para pandeo flexional de miembros sin elementos esbeltos (sección no esbelta) resulta $P_d = \phi_c \cdot P_n$, donde:

$$\phi_c = 0,85$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \cdot (10^{-1}) \quad \text{Ec. (E.3-1)}$$

Entonces debe ser

$$P_d = \phi_c \cdot P_n = 0,85 \times 114,6 \times A_g \times 0,1 = P_u = 200 \text{ kN} \text{ y}$$

$$A_g = \frac{200}{0,85 \times 114,6 \times 0,1} = 20,53 \text{ cm}^2$$

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

Para $l = 200$ (máxima esbeltez según Sección E.2).

$$r_{\min} = \frac{k \cdot L}{l} = \frac{650}{200} = 3,25 \text{ cm}$$

Se elige entonces un **perfil IPE 300** con $A_g = 53,8 \text{ cm}^2$ (Área del perfil) y $r_{\min} = 3,35$ (radio de giro alrededor del eje débil y-y).

La esbeltez resulta:

$$l = \frac{k_x \cdot L}{r_{\min}} = \frac{1 \times 650}{3,35} = 194 < 200$$

VERIFICA Sección E.2.

$$l_c = \frac{1}{p} \times 194 \times \sqrt{\frac{235}{200000}} = 2,117 > 1,5$$

Se supone $Q=1$ (Sección no esbelta) . Corresponde aplicar la Sección E.3.

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

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 0,877 \cdot \sigma_y}{\lambda_c^2} \quad \text{Ec. (E.3-3)}$$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 0,877 \cdot \sigma_y}{2,117^2} \times 235 = 46,0 \text{ MPa}$$

$$R_d = \phi_c \cdot P_n = 0,85 \times 46,0 \times 53,8 \times 0,1 = 210,3 \text{ kN} > P_u = 200 \text{ kN}$$

VERIFICA

- Se verifica que $Q=1$, con las relaciones ancho-espesor de alas y alma. (Tabla B.4-1a (*))

Esbeltez de ala : para el Caso 1 $l_f = \frac{b}{t} = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = \frac{150}{2 \times 10,7} = 7,01$

$$l_r = \frac{250}{\sqrt{F_y}} = \frac{250}{\sqrt{235}} = 16,31 > 7,01 \quad \text{Luego al ser } l_f < l_r, \text{ el ala no es esbelta} \quad \text{(Ej.10-1)}$$

Esbeltez del alma: Para el Caso 5 $l_w = \frac{h_w}{t_w} = \frac{(300 - 2 \times (10,7 + 15))}{7,1} = 35,02$

$$l_r = \frac{665}{\sqrt{F_y}} = \frac{665}{\sqrt{235}} = 43,38 > 35,02 \quad \text{Luego al ser } l_w < l_r, \text{ el alma no es esbelta} \quad \text{(Ej.10-2)}$$

Por (Ej. 10-1) y (Ej. 10-2) la sección **ES NO ESBELTA**, y por lo tanto, el coeficiente $Q=1$.

Se adopta IPE 300
Peso/metro: 42,2 kg.

Alternativa b). Tubo sin costura de sección circular

Se adopta tubo f168,3x4 mm con $A_g = 20,65 \text{ cm}^2$ (área) y $r_{\min} = 5,81 \text{ cm}$ (radio de giro).

La esbeltez resulta:

$$l = \frac{k_x \cdot L}{r_{\min}} = \frac{1 \times 650}{5,81} = 111,9 < 200$$

VERIFICA Sección E.2

$$l_c = \frac{1}{p} \frac{kL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \text{Ec. (E.3-4)}$$

$$l_c = \frac{1}{p} \times 111,9 \times \sqrt{\frac{235}{200.000}} = 1,22 < 1,5$$

Se supone $Q=1$ (Sección no esbelta) . Corresponde aplicar la Sección E.3.

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

$$F_{cr} = \frac{\pi^2}{e} 0,658^{1,22} \frac{\sigma}{\theta} F_y \quad \text{Ec. (E.3-2)}$$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2}{e} 0,658^{1,22} \frac{\sigma}{\theta} \times 235 = 126,04 \text{ MPa}$$

$$P_d = \phi_c \cdot P_n = 0,85 \times 126,04 \times 20,65 \times 0,1 = 221,2, \text{ kN} > P_u = 200 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA}$$

Se verifica que $Q=1$, calculando la relación diámetro-espesor del tubo. (Tabla B.4-1a (*))

Esbeltez de pared del tubo: Para el Caso 10 $l_t = (D/t) = 168,3/4 = 42,08$

$$l_r = 0,11 (E/F_y) = 0,11 \times (200.000/235) = 93,61 > 42,08$$

Por lo tanto al ser $l_t < l_r$ la sección del tubos **ES NO ESBELTA**. Luego $Q=1$.

Se adopta tubo sin costura de sección circular f168,3x4 mm
Peso/metro: 16,2 kg.

Alternativa c). Sección cajón armada soldada.

Se adopta.

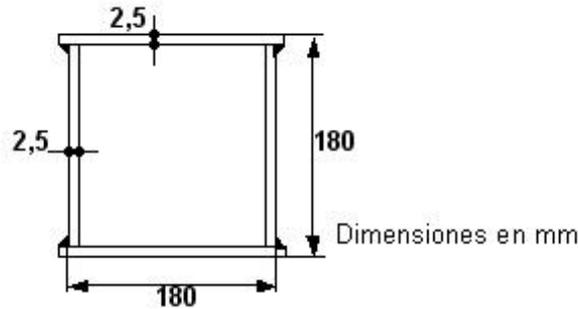


Figura Ej.10-1

Se determinan las propiedades mecánicas.

$$A_g = [18 \times 2 + (18 - 0,25 \times 2) \times 2] \times 0,25 = 17,75 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{(18^4 - 17,5^4)}{12} = 932,24 \text{ cm}^4$$

$$r_x = r_y = r = \sqrt{\frac{932,24}{17,75}} = 7,247 \text{ cm}$$

La esbeltez global resulta: $\frac{kL}{r} = \frac{1 \times 650}{7,247} = 89,70 < 200$ **VERIFICA** Sección E.2

Se verifica la esbeltez local. De acuerdo al caso 8 de la Tabla B.4-1(a)

$$l_r = \frac{665}{\sqrt{F_y}} = \frac{665}{\sqrt{235}} = 43,4$$

$$l_f = l_w = \frac{18}{0,25} = 72 > 43,4 = l_r \text{ por lo tanto la sección ES ESBELTA}$$

De acuerdo a Sección E.7.2 (Elementos comprimidos rigidizados) se determinará el ancho

efectivo cuando $\frac{b}{t} \leq \frac{665}{\sqrt{f}}$ por:

$$b_e = 855 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{1}{f}} \cdot \hat{e} - \frac{150}{\hat{c} \cdot \hat{t} \cdot \hat{\sigma}} \cdot \sqrt{\frac{1}{f}} \cdot \hat{u} \cdot \hat{b} \quad \text{Ec. (E.7-17)*}$$

siendo

 $f = F_{cr}$ con F_{cr} determinada según la Sección E.7 con $Q = 1,0$ b = ancho real de un elemento comprimido t = espesor del elemento

De Sección E.7 $l_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$ siendo $F_e = \frac{p^2 E}{(kL/r)^2}$ Ec. (E.3-4a)

Con $Q = 1,0$

$$F_e = \frac{p^2 \times 200000}{(89,70)^2} = 245,3 \text{ MPa} \quad \lambda_e = \sqrt{\frac{235}{245,3}} = 0,979 < 1,5 = 1,5 \cdot Q = 1,5 \times 1$$

$$F_{cr} = \frac{\alpha_c}{\beta} 0,658^{Q \lambda_e^2} F_y = \frac{\alpha_c}{\beta} 0,658^{1 \times 0,979^2} \times 235 = 157,34 \text{ MPa} \quad \text{Ec. (E.7-2)}$$

Luego $f = 157,34 \text{ MPa}$ para usar en Ecuación (E.7-17)*

$$b_e = 855 \times 0,25 \times \sqrt{\frac{1}{157,34}} \times \frac{e}{\beta} - \frac{150}{(72)} \times \sqrt{\frac{1}{157,34}} \times \frac{u}{\beta} = 14,21 \text{ cm} < 18 \text{ cm} = b$$

El área efectiva es:

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_e) \cdot t = 17,75 - [2 \cdot x(18 - 14,21) - 2x(17,75 - 14,21)] \times 0,25 = 14,085 \text{ cm}^2.$$

y el factor de reducción Q

$$Q = Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} = \frac{14,085}{17,75} = 0,794$$

Se determina la Resistencia de Diseño de acuerdo a las Secciones E.1 y E.7

$$P_d = f_c \cdot P_n \quad \text{con} \quad f_c = 0,85$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \cdot (10^{-1}) \quad \text{Ec. (E.7-1)}$$

$$\lambda_e = 0,979$$

$$\lambda_e \cdot \sqrt{Q} = 0,979 \times \sqrt{0,794} = 0,872 < 1,5$$

$$F_{cr} = \frac{\alpha_c}{\beta} 0,658^{Q \lambda_e^2} F_y = \frac{\alpha_c}{\beta} 0,658^{0,794 \times 0,979^2} \times 235 = 135,70 \text{ MPa} \quad \text{Ec. (E.7-2)}$$

$$P_d = 0,85 \times 135,70 \times 17,75 \times 0,1 = 204,7 \text{ kN} > P_u = 200 \text{ kN}$$

VERIFICA

Se adopta Sección armada 180x180x2,5

Peso / metro: 14,2 kg.

EJEMPLO N°11

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

(A) Compresión axil, (B) Flexocompresión

Aplicación Capítulos B, E, H y Anexo 1

(A) Enunciado:

Verificar una columna armada sometida a una compresión axil $P_u=600$ kN. La sección está formada por dos perfiles UPN160 unidos por celosías planas soldadas (diagonales de perfiles ángulos $25 \times 25 \times 3,2$). El acero del perfil UPN 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:

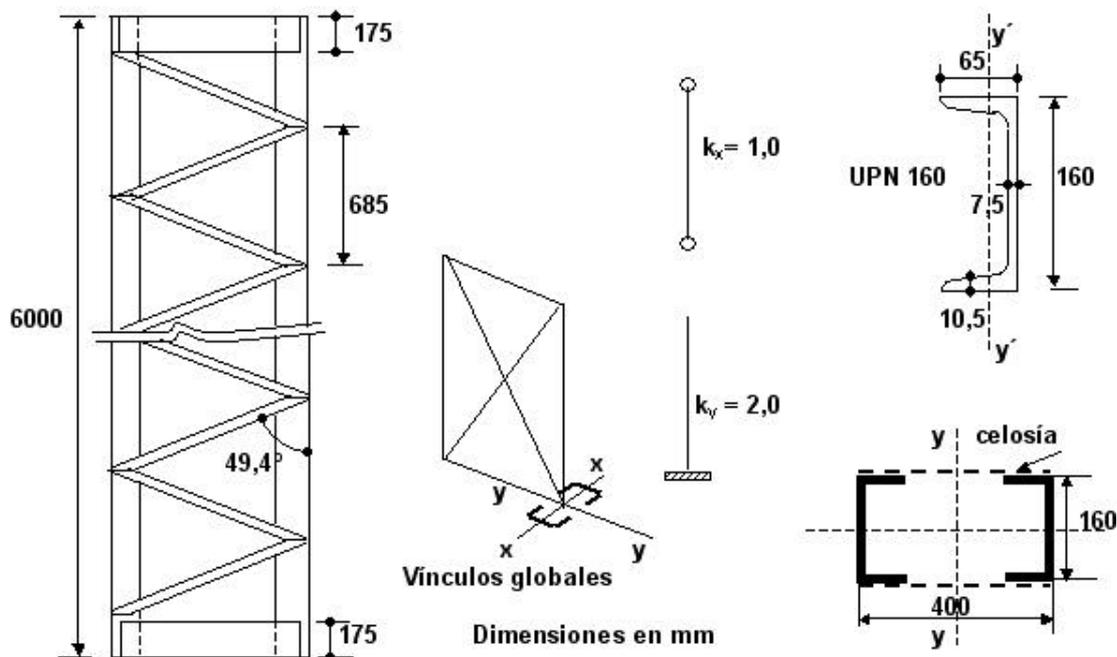


Figura Ej.11-1

Las características del **UPN 160** (Según IRAM-IAS U 500-509-2)son:

$A_{g1} = 24$ cm ²	Area del perfil
$I_x = 925$ cm ⁴	Momento de inercia alrededor de x-x
$r_x = 6,21$ cm	radio de giro alrededor de x-x
$e_x = 1,84$ cm	distancia del centro de gravedad del perfil PNU al borde del alma
$I_y = 85,3$ cm ⁴	Momento de inercia alrededor de y'-y'
$r_y = 1,89$ cm	radio de giro alrededor de y'-y'.

Las características del perfil ángulo **25x25x3,2** (Según IRAM-IAS U 500-588) son:

$A_g = 1,51$ cm ²	Area del perfil
$r_{min} = 0,48$ cm	radio de giro alrededor del eje mínimo.
$r_x = 0,75$ cm	radio de giro alrededor del eje geométrico

(1) Verificación de los cordones

Se aplican especificaciones de la Sección E.6.3.

1.a.- Verificación al pandeo alrededor del eje x-x (material) (Sección E.6.3(a))

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

$$l_x = \frac{k_x \cdot L_x}{r_x} = \frac{1 \times 600}{6,21} = 96,62 < 200 \quad \text{VERIFICA Sección E.2}$$

De acuerdo a las Secciones E.1 y E.3, la Resistencia de Diseño a compresión para pandeo flexional de miembros sin elementos esbeltos resulta $P_d = f_c \cdot P_n$, dónde:

$$f_c = 0,85$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \cdot (10^{-1}) \quad \text{Ec. (E.3-1)}$$

Se supone $Q = 1$ (Sección no esbelta). Se calculan las relaciones ancho-espesor de ala y alma para verificar el tipo de sección [(Tabla B.4-1a)*]

Esbeltez de ala : para el Caso 1 $l_f = \frac{b}{t} = \frac{b_f}{t_f} = \frac{65}{10,5} = 6,19$

$$l_r = \frac{250}{\sqrt{F_y}} = \frac{250}{\sqrt{235}} = 16,31 > 6,19 \quad \text{Luego al ser } l_f < l_r, \text{ el ala no es esbelta} \quad \text{(Ej.11-1)}$$

Esbeltez del alma: Para el Caso 5 $l_w = \frac{h_w}{t_w} = \frac{115}{7,5} = 15,33$

$$l_r = \frac{665}{\sqrt{F_y}} = \frac{665}{\sqrt{235}} = 43,38 > 15,33 \quad \text{Luego al ser } l_w < l_r, \text{ el alma no es esbelta} \quad \text{(Ej.11-2)}$$

Por (Ej. 11-1) y (Ej. 11-2) la sección **ES NO ESBELTA**, y por lo tanto, el coeficiente $Q=1$.

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

$$l_c = \frac{1}{p} \frac{kL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \text{Ec. (E.3-4)}$$

$$l_c = \frac{1}{p} \times 96,62 \times \sqrt{\frac{235}{200.000}} = 1,054 < 1,5$$

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

$$F_{cr} = \frac{\pi^2}{\lambda_c^2} \cdot F_y \quad \text{Ec. (E.3-2)}$$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2}{1,054^2} \cdot 235 = 147,6 \text{ MPa}$$

La Resistencia de Diseño resulta

$$P_d = \phi_c \cdot P_n = 0,85 \times 147,6 \times 24 \times 2 \times 0,1 = 602,2 \text{ kN} < 600 \text{ kN} = P_u \quad \text{VERIFICA}$$

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

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

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

De acuerdo a la Sección E.6.3.1.(a)(1) la esbeltez modificada de la columna armada es igual a:

$$l_m = \sqrt{\frac{\alpha k L \phi^2}{e r \theta_0} + l_1^2} \quad \text{Ec. (E.6-7)}$$

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 E.6-6, de acuerdo a la geometría de la celosía. En este caso vale:

$$l_1 = p \sqrt{\frac{2A_g \cdot d^3}{n_o \cdot A_d \cdot a \cdot h^2}}$$

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 = $1,51\ \text{cm}^2$

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

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

$$l_1 = p \sqrt{\frac{2 \times 48 \times 49,90^3}{2 \times 1,51 \times 68,5 \times 36,32^2}} = 20,8$$

Entonces la esbeltez λ_m resulta

$$l_m = \sqrt{\frac{\alpha 2 \times 600 \phi^2}{e 18,257 \theta} + 20,8^2} @ 69$$

Para determinar la Resistencia de Diseño se aplica la metodología de la Sección E.6.3.1(a)(1). Cada cordón UPN tendrá un esfuerzo requerido igual a :

$$P_{u1} = \frac{P_u}{n} + \frac{M_s}{n_1 \cdot h} \cdot (10)^2 \quad \text{Ec. (E.6-3)}$$

siendo:

P_u = carga axil 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 = $36,32\ \text{cm}$

$$M_s = \frac{P_u \times e_o}{1 - \frac{P_u}{P_{c.m}}} (10^{-2}) \quad (\text{kN.m}) \quad \text{Ec. (E.6-4)}$$

$$e_0 = \frac{k \times L}{500} = \frac{2 \times 600}{500} = 2,4 \text{ cm (deformación inicial).} \quad \text{Ec. (E.6-5)}$$

$$P_{c.m} = \frac{p^2 \times E \times A_g}{\frac{\pi^2 \times k \times L^2}{r^2}} \times (10^{-1}) \quad \text{Ec. (E.6-6)}$$

$$P_{c.m} = \frac{p^2 \times 200000 \times 48}{69^2} \times (10^{-1}) = 1990 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{600 \times 2,4}{1 - \frac{600}{1990}} (10^{-2}) = 20,62 \text{ kNm}$$

Entonces la Resistencia Requerida para un cordón resulta:

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

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.3. con el factor de esbeltez λ_{c1} obtenido de acuerdo a:

$$\lambda_{c1} = \frac{\frac{\pi L_1}{r_1} \sqrt{\frac{1}{E}}}{\frac{p}{F_y}} \quad \text{Ec. (E.6-9)}$$

con $L_1 = a = 68,5 \text{ cm}$
 $r_1 = \text{radio de giro mínimo del cordón} = r_y = 1,89 \text{ cm}$

Entonces

$$\lambda_{c1} = \frac{\frac{\pi \cdot 68,5}{1,89} \sqrt{\frac{1}{200.000}}}{\frac{235}{200.000}} = 0,4 < 1,5$$

$$F_{cr} = (0,658^{0,40^2}) \times 235 = 219,8 \text{ MPa}$$

Entonces la Resistencia de Diseño a compresión de l cordón resulta:

$$P_{d1} = 0,85 \times 219,8 \times (24) \times 0,1 = 448,3 \text{ kN} > P_{u1} = 356,77 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA}$$

(2) Verificación de las barras de celosía

De acuerdo a sección E.6.3.1(a)(2), se verifican las diagonales con una fuerza V_{eu} igual a:

$$V_{eu} = b \cdot P_u \quad \text{Ec. (E.6-10)}$$

$$\text{con: } b = \frac{p}{400} \frac{1 - \frac{P_u}{P_{c.m}}}{1 - \frac{600}{1990}} = \frac{p}{400} \frac{1 - \frac{356,77}{1990}}{1 - \frac{600}{1990}} = 0,0112 \quad \text{Ec. (E.6-11)}$$

Por lo tanto: $V_{eu} = 0,0112 \times 600 = 6,74 \text{ kN}$

El esfuerzo que solicita a la diagonal es:

$$D_u = \frac{V_{eu}}{2x\text{sen}\alpha} = \frac{6,74}{2x\text{sen}(46,88)} = 4,62 \text{ kN}$$

Se determina la Resistencia de Diseño del perfil ángulo simple. Se aplica la Sección E.5.(b)

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

$$(d/r_x) = (49,90/0,75) = 66,6 < 75$$

$$\frac{\phi_c k d}{r_x} = 60 + 0,8 (d/r_x) = 60 + 0,8 \times 66,6 = 113,3 < 200 \quad \text{VERIFICA Sección E.2}$$

La Resistencia de Diseño del perfil ángulo es igual a: $P_{d1} = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_{g1} \cdot (10^{-1})$ con $\phi_c = 0,85$ y F_{cr} se obtiene de acuerdo a E.3. con el factor de esbeltez λ_{c1} obtenido de acuerdo a:

$$\lambda_{c1} = \frac{\phi_c k d}{r_x} \frac{1}{p} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \text{Ec. (E.6-9)}$$

Entonces

$$\lambda_{c1} = 113,3 \frac{1}{p} \sqrt{\frac{235}{200.000}} = 1,24 < 1,5$$

$$F_{cr} = (0,658^{1,24^2}) \times 235 = 124 \text{ MPa}$$

Entonces la Resistencia de Diseño a compresión de la diagonal resulta:

$$R_d = 0,85 \times 124 \times 1,51 \times 0,1 = 15,9 \text{ kN} > D_u = 4,62 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA}$$

(3) Dimensionamiento de las presillas extremas (superior e inferior)

De acuerdo a Sección E.6.3.2(a), en los extremos de la barra armada se dispondrán presillas que cumplan:

$$\frac{n_p I_p}{h} \geq \frac{10 \cdot I_1}{a} \quad \text{Ec. (E.6-19)}$$

siendo:

$n_p =$ planos de presillas = 2

$I_p =$ momento de inercia de una presilla en su plano (cm^4)

$I_1 =$ momento de inercia del cordón con respecto al eje paralelo al eje libre analizado = $85,3 \text{ cm}^4$

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

$h = 36,32 \text{ cm}$

De la Ec. (E.6-19) despejando el término I_p se obtiene:

$$I_p = \frac{10 \cdot I_1 \cdot h}{n \cdot a} = \frac{10 \times 85,3 \times 36,32}{2 \times 68,5} = 226,2 \text{ cm}^4$$

Fijando un espesor de la presilla $t_p = 0,64$ cm, entonces:

$$h = \sqrt[3]{\frac{I_p \cdot 12}{t_p}} = \sqrt[3]{\frac{226,2 \times 12}{0,64}} = 16,19 \text{ cm} \quad (\text{altura de las presillas extremas})$$

Se adoptan presillas de #175 x 6,4 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 $P_u=250$ kN, $M_u= 50$ kNm y $V_u = 10$ kN. Las dimensiones de la columna y el material son iguales al caso (A) (Ver Figura Ej.11-1).

(1) Verificación de los cordones

Se aplican especificaciones de la Sección H.5.

1.a.- Verificación alrededor del eje **y-y** (eje libre)

El Momento de Inercia alrededor del eje y-y resulta de acuerdo al teorema de Steiner

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

y el radio de giro $r_y = 18,257$ cm

De acuerdo a la Sección E.6.3.1.(a)(1) la esbeltez modificada de la columna armada es igual a:

$$l_m = \sqrt{\frac{\alpha k L}{\xi r} \frac{\phi^2}{\theta_0} + l_1^2} \quad \text{Ec. (E.6-7)}$$

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 E.6-6, de acuerdo a la geometría de la celosía. En este caso vale:

$$l_1 = p \sqrt{\frac{2A_g \cdot d^3}{n_o \cdot A_d \cdot a \cdot h^2}}$$

Siendo $A_g =$ sección bruta total de la barra armada = 2 .x24 = 48 cm²

$d =$ longitud de la diagonal = 49,90 cm

$n_o =$ número de planos de celosía = 2

$A_d =$ sección bruta de la diagonal = 1,51 cm²

$a = 68,5$ cm

$h = 40 - 2 \times 1,84 = 36,32$ cm

$$l_1 = p \sqrt{\frac{2 \times 48 \times 49,90^3}{2 \times 1,51 \times 68,5 \times 36,32^2}} = 20,8$$

Entonces la esbeltez λ_m resulta

$$l_m = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 2 \times 600}{6 \times 18,257} + 20,8^2} = 69$$

Para determinar la Resistencia de Diseño se aplica la metodología de la Sección H.5
Cada cordón UPN tendrá un esfuerzo requerido igual a :

$$P_{u1} = \frac{P_u}{n} + \frac{M_s}{n_1 \cdot h} \cdot (10)^2 \quad \text{Ec. (E.6-3)}$$

siendo: P_u = carga axil requerida = 250 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

$$M_s = \frac{P_u \cdot e_0 (10)^{-2} + M_u}{1 - \frac{P_u}{P_{c.m}}} \quad (\text{kN.m}) \quad \text{Ec. (H.5-1)}$$

$$e_0 = \frac{k \times L}{500} = \frac{2 \times 600}{500} = 2,4 \text{ cm} \quad (\text{deformación inicial}). \quad \text{Ec. (E.6-5)}$$

$$P_{c.m} = \frac{p^2 \times E \times A_g}{\frac{\pi^2 k \times L}{6 \times 18,257}} \times (10^{-1}) \quad \text{Ec. (E.6-6)}$$

$$P_{c.m} = \frac{p^2 \times 200000 \times 48}{69^2} \times (10^{-1}) = 1990 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{250 \times 2,4 (10)^{-2} + 50}{1 - \frac{250}{1990}} = 64,05 \text{ kNm} \quad \text{Ec. (H.5-1)}$$

Entonces la Resistencia Requerida para un cordón resulta:

$$P_{u1} = \frac{250}{2} + \frac{64,05}{1 \times 36,32} \times 100 = 301,3 \text{ kN}$$

La Resistencia de Diseño local de la barra es igual a: $P_{d1} = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_{g1} \cdot (10^{-1})$ con $\phi_c = 0,85$
 F_{cr} se obtiene de acuerdo a la Sección E.3. y según la Sección H.5.(b) con el mayor factor de esbeltez entre l_{c1} y el factor de esbeltez correspondiente al pandeo alrededor del eje material (x-x).

$$l_{c1} = \frac{\pi L_1}{r_1} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \text{Ec. (E.6-9)}$$

con $L_1 = a = 68,5$ cm
 $r_1 =$ radio de giro mínimo del cordón $= r_y = 1,89$ cm

Entonces

$$l_{c1} = \frac{\pi 68,5}{1,89} \sqrt{\frac{235}{200.000}} = 0,4 < 1,5$$

La esbeltez alrededor del eje material $x-x$ (l_x) resulta:

$$l_x = k_x \cdot L_x / r_x = 1 \times 600 / 6,21 = 96,62 < 200$$

y el factor de esbeltez:

$$l_{cx} = 96,62 \times \frac{1}{p} \sqrt{\frac{235}{200.000}} = 1,054 < 1,5$$

Resulta $l_{cx} = 1,054 > l_{c1} = 0,40$ Luego la Tensión Crítica se determina con $l_{cx} = 1,054$

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

Entonces la Resistencia de Diseño a compresión del cordón resulta:

$$P_{d1} = 0,85 \times 147,62 \times (24) \times 0,1 = 301,2 \cong P_{u1} = 301,3 \text{ kN}$$

VERIFICA

(2) Verificación de las barras de celosía

De acuerdo a la Sección H.5(h) se verifican las diagonales con una fuerza V_{eu} igual a:

$$V_{eu} = b \cdot P_u + V_u \quad \text{Ec.(H.5-4)}$$

$$\text{con: } b = \frac{p}{400} \frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_{c.m}}} = \frac{p}{400} \frac{1}{1 - \frac{250}{1990}} = 0,009 \quad \text{Ec. (E.6-11)}$$

Por lo tanto: $V_{eu} = 0,009 \times 250 + 10 = 12,25 \text{ kN}$

El esfuerzo que solicita a la diagonal es:

$$D_u = \frac{V_{eu}}{2x \text{sen} \alpha} = \frac{12,25}{2x \text{sen}(46,88)} = 8,40 \text{ kN}$$

Se determina la Resistencia de Diseño del perfil ángulo simple. Se aplica la Sección E.5.(b)

La longitud de la diagonal es $d = 49,90$ cm

$$(d/r_x) = (49,90/0,75) = 66,6 < 75$$

$$\frac{\alpha k d \phi}{\xi r \theta_m} = 60 + 0,8 (d/r_x) = 60 + 0,8 \times 66,6 = \mathbf{113,3 < 200} \quad \text{VERIFICA Sección E.2}$$

La Resistencia de Diseño del perfil ángulo es igual a: $P_{d1} = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_{g1} \cdot (10^{-1})$ con $\phi_c = 0,85$ y F_{cr} se obtiene de acuerdo a E.3. con el factor de esbeltez λ_{c1} obtenido de acuerdo a:

$$l_{c1} = \frac{\alpha k d \phi}{\xi r \theta_m} \frac{1}{p} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \text{Ec. (E.6-9)}$$

Entonces

$$l_{c1} = 113,3 \frac{1}{p} \sqrt{\frac{235}{200.000}} = \mathbf{1,24 < 1,5}$$

$$F_{cr} = \mathbf{(0,658^{1,24^2}) \times 235 = 124 \text{ MPa}}$$

Entonces la Resistencia de Diseño a compresión de la diagonal resulta:

$$R_d = 0,85 \times 124 \times 1,51 \times 0,1 = \mathbf{15,9 \text{ kN} > D_u = 8,40 \text{ kN}}$$

VERIFICA

EJEMPLO N°12

Columna armada del Grupo V (con presillas) sometida a Compresión axil.
Aplicación Capítulos E, F y H.

Enunciado

Verificar una columna armada sometida a una compresión axil $P_u=800$ kN. La sección está formada por cuatro perfiles ángulos 89x89x9,5 (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:

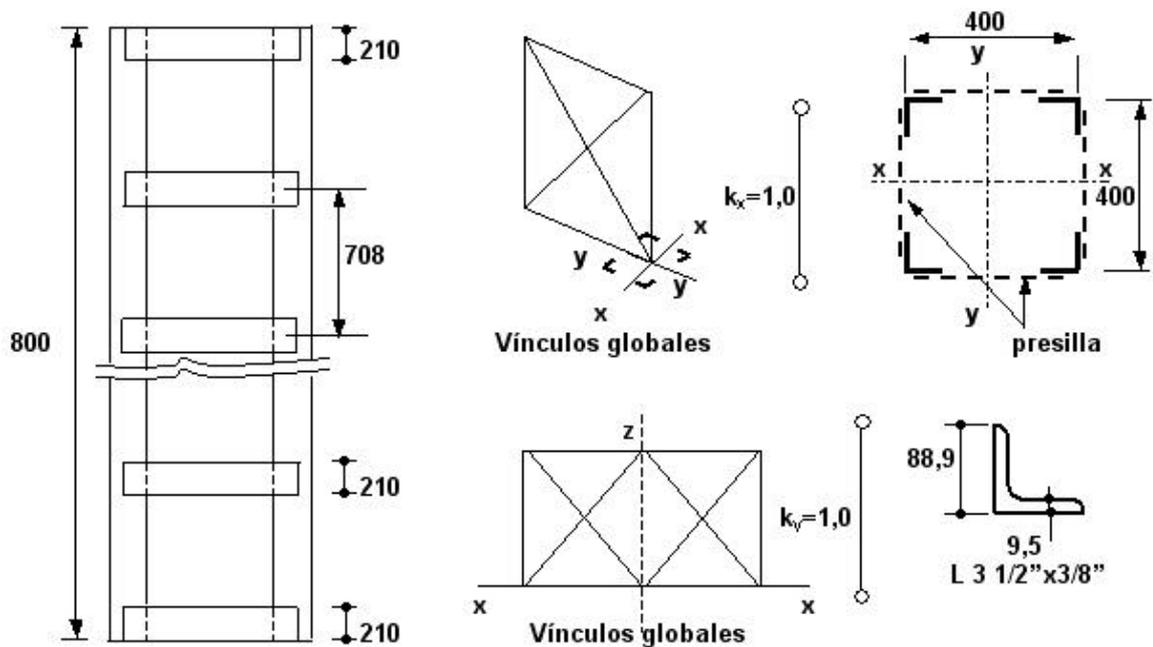


Figura Ej.12-1

Los datos del Perfil ángulo 89x89x9,5 (L 3 1/2"x3/8") (Según IRAM-IAS U 500-558) son:

$A_{g1} = 16,14$ cm ²	Area del perfil
$I_x = I_y = 117,2$ cm ⁴	Momento de inercia alrededor de x'-x' e y'-y'
$r_x = r_y = 2,69$ cm	radio de giro alrededor de x'-x' e y'-y'.
$e_x = 2,53$ cm	distancia del centro de gravedad del perfil al borde externo del ala
$I_z = 46,37$ cm ⁴	Momento de inercia alrededor del eje de menor inercia
$r_z = 1,70$ cm	radio de giro alrededor del eje de menor inercia

(1) Verificación de los cordones

Se aplica Sección E.6.3.1(b)(1).

El momento de inercia alrededor del eje libre y-y (igual a x-x) resulta de acuerdo al teorema de Steiner:

$$I_y = [117,2 + 16,14 \times (20 - 2,53)^2] \times 4 = 20.172 \text{ cm}^4$$

y el radio de giro $r_y = 17,68$ cm

1.a.- Verificación a pandeo 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 axial y a flexión para la verificación a la combinación de ambas solicitaciones.

De acuerdo a la Sección E.6.3.1(b)(1) la esbeltez modificada de la columna armada es igual a:

$$l_m = \frac{\alpha k \times L \ddot{\theta}}{\zeta \ddot{\theta} r \theta_m} = \sqrt{\frac{\alpha k \times L \ddot{\theta}^2}{\zeta \ddot{\theta} r \theta_o} + \frac{l_1^2}{?}}$$

El término λ_1 es la relación entre la separación de las presillas y el radio de giro mínimo de la barra

$$l_1 = \frac{a}{r_i}$$

Siendo $r_i =$ radio de giro mínimo del perfil ángulo = 1,70 cm
 $a = 70,8$ cm
 $\theta =$ valor que tiene en cuenta la rigidez de la presilla

$$\text{Si } \frac{n_p \times I_p}{h} \geq \frac{10 \times I_1}{a} \text{ se tomará } q = 1$$

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 = $117,2 \times 2 = 234,4$ cm⁴
 $h =$ distancia entre centros de gravedad = $40 - 2 \times 2,53 = 34,94$ cm

Se adopta $q = 1$ y se dimensionarán las presillas con esa condición.

Entonces la esbeltez λ_m resulta

$$l_m = \frac{\alpha k \times L \ddot{\theta}}{\zeta \ddot{\theta} r \theta_m} = \sqrt{\frac{\alpha 1 \times 800 \ddot{\theta}^2}{\zeta \ddot{\theta} 17,68 \theta} + \frac{(70,8/1,70)^2}{1,0}} = 61,5$$

- Para determinar las Resistencias Requeridas se aplica la metodología de la Sección E.6.3.1(b)(1). Cada barra de la columna armada tendrá las solicitaciones requeridas siguientes

$$P_{u1} = \frac{P_u}{n} + \frac{M_s}{n_1 \cdot h} \times (10^2) \quad \text{Ec. (E.6-12)}$$

$$M_{u1} = \frac{V_{eu} \times a}{4n_1} \times (10^{-2}) \quad \text{Ec. (E.6-13)}$$

$$V_{u1} = \frac{V_{eu}}{2n_1} \quad \text{Ec. (E.6-14)}$$

siendo: P_u = carga axil requerida = 800 kN.
 h = distancias entre centros de gravedad = 34,94 cm.
 n = número de barras de la columna armada = 4.
 n_1 = número de barras del cordón = 2.

$$M_s = \frac{P_u \times e_o}{1 - \frac{P_u}{P_{c.m}}} \times (10^{-2}) \quad \text{Ec. (E.6-15)}$$

$$e_o = \frac{k \times L}{500} = \frac{1 \times 800}{500} = 1,6 \text{ cm (deformación inicial).}$$

$$P_{c.m} = \frac{p^2 \times E \times A_g}{\frac{\pi^2 \times k \times L^2}{r^2 \times \theta_m}} \times (10^{-1}) \quad \text{Ec. (E.6-16)}$$

$$P_{c.m} = \frac{p^2 \times 200.000 \times 16,14 \times 4}{(61,5)^2} \times (10^{-1}) = 3.369 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{800 \times 1,6}{1 - \frac{800}{3.369}} \times (10^{-2}) = 16,79 \text{ kNm}$$

$$V_{eu} = b_1 \times P_u \quad \text{Ec. (E.6-17)}$$

$$b_1 = \frac{p}{500} \times \frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_{c.m}}} = \frac{p}{500} \times \frac{1}{1 - \frac{800}{3.369}} = 0,0082$$

$$V_{eu} = 0,0082 \times 800 = 6,59 \text{ kN}$$

Entonces las Resistencias Requeridas resultan para cada ángulo

$$P_{u1} = \frac{800}{4} + \frac{16,79}{2 \times 34,94} \times (10^2) = 224 \text{ kN}$$

$$M_{u1} = \frac{6,59 \times 70,8}{4 \times 2} \times (10^{-2}) = 0,58 \text{ kNm}$$

$$V_{u1} = \frac{6,59}{2 \times 2} = 1,65 \text{ kN}$$

- La Resistencia de Diseño a compresión axil 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 las Secciones E.5 (carga centrada) y E.3. con el factor de esbeltez λ_{c1} obtenido por:

$$l_{c1} = \frac{1}{p} \times l_1 \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1}{p} \times \frac{70,8}{1,70} \times \sqrt{\frac{235}{200.000}} = 0,455$$

$$F_{cr} = (0,658^{0,455^2}) \times 235 = 215,6 \text{ MPa}$$

La Resistencia de Diseño a compresión axial de cada barra resulta:

$$P_{d1} = 0,85 \times 215,6 \times 16,14 \times 0,1 = \underline{295,7 \text{ kN}} \quad (\text{Ej. 12-1})$$

- La Resistencia de Diseño a flexión del ángulo se determina de acuerdo a la Sección F.10. 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.

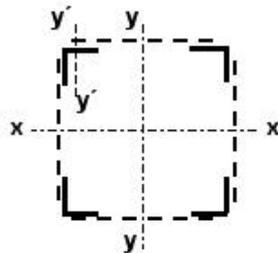


Figura Ej.12-2

- (a) Estado Límite de Pandeo Local del ala (Sección F.10.3).
Se calcula la relación ancho-espesor del ala del ángulo

$$l_a = \frac{b}{t} = \frac{88,9}{9,5} = 9,36$$

$$\text{Siendo } \frac{b}{t} = 9,36 < 15,66 = 240 \cdot \sqrt{\frac{1}{F_y}} = 240 \sqrt{\frac{1}{235}} \quad \text{resulta}$$

$$M_n = 1,5 F_y \cdot S_c \times (10)^{-3} \quad \text{Ec. (F.10-7)*}$$

dónde:

- M_n = momento nominal a flexión.(kNm)
- b = ancho total del ala del ángulo con la punta comprimida.(cm)
- S_c = módulo resistente elástico de la sección relativo al eje de flexión y correspondiente a la punta del ala comprimida. Para ángulo de alas iguales flexando alrededor de un eje geométrico sin arriostamiento a pandeo lateral torsional S_c se tomará como **0,80** del Módulo resistente elástico respecto del eje geométrico .(Sección F.10.3)
- $S_x = I_x / (b - e_x) = 117,2 / (8,89 - 2,53) = 18,43 \text{ cm}^3$
- $S_c = 0,8 \cdot S_x = 0,8 \times 18,43 = \underline{14,74 \text{ cm}^3}$

$$M_n = 1,50 \times 235 \times 14,74 \times 0,001 = \underline{5,20 \text{ kNm}} \quad (\text{Ej. 12-2})$$

- (b) Estado límite de plastificación cuando la punta del ala está traccionada: (Sección F.10.1)

$$M_n = 1,50 \cdot M_y \quad \text{Ec. (F.10-1)}$$

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 = $117,2 / (8,89 - 2,53) = 18,43 \text{ cm}^3$

$$M_n = 1,50 \times 235 \times 18,43 \times 0,001 = \underline{6,50 \text{ kNm}} \quad (\text{Ej.12-3})$$

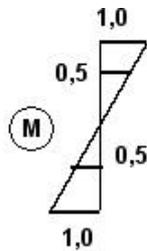
(c) Estado límite de pandeo lateral-torsional. (Sección F.10.2)

La Resistencia Nominal a flexión depende, 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)

Según Sección F.10.2(3.a) para flexión alrededor de un eje geométrico de un ángulo de alas iguales sin arriostamiento lateral

$$M_{ob} = \frac{132 b^4 \cdot t \cdot C_b}{L_b^2} \frac{E}{E} \sqrt{1 + 0,78 \left(L_b \times t / b^2 \right)^2} - 1 \frac{I_u}{I} \quad \text{Ec. (F.10.6a)*}$$

siendo: L_b = longitud sin arriostamiento lateral
 C_b = factor de modificación para diagramas de momento flector no uniforme.



$$C_b = \frac{12,5 M_{\text{máx}}}{2,5 M_{\text{máx}} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 1,0}{2,5 \times 1,0 + 3 \times 0,5 + 4 \times 0 + 3 \times 0,5} = 2,27$$

Debe ser $C_b \leq 1,5$. Se adopta $C_b = 1,5$.

$$M_{ob} = \frac{132 \times 8,89^4 \times 0,95 \times 1,5}{70,8^2} \frac{E}{E} \sqrt{1 + 0,78 \left(70,8 \times 0,95 / 8,89^2 \right)^2} - 1 \frac{I_u}{I} = 58,82 \text{ kNm}$$

Según Sección F.10.3.2(a) para flexión alrededor de eje geométrico cuando no hay en el tramo restricción al pandeo lateral se tomará M_y como el 80% del Momento elástico de la sección calculado con el Módulo resistente elástico de la sección respecto del eje geométrico:

$$M_y = 0,8 \cdot (F_y \cdot S_{xc}) \cdot 10^{-3} = 0,8 \times (235 \times 18,43) \times 0,001 = 3,46 \text{ kNm.}$$

Según Sección F.10.2(b) si $M_{ob} = 58,82 \text{ kNm} > 3,46 \text{ kNm} = M_y$ resulta

$$M_n = \left[1,92 - 1,17 \sqrt{M_y / M_{ob}} \right] \times M_y \leq 1,50 M_y \quad \text{Ec. (F.10-3)}$$

$$M_n = \left[1,92 - 1,17 \sqrt{3,46 / 58,82} \right] \times 3,46 = 5,66 \text{ kNm} < 5,20 \text{ kNm} = 1,50 M_y$$

Luego $M_n = 1,5 \cdot M_y = \underline{5,20 \text{ kNm}}$ (Ej.12-4)

La Sección F.10 establece que la Resistencia Nominal a flexión del ángulo será el menor valor de los correspondientes a los Estados Límites de Pandeo local del ala, Plastificación y Pandeo lateral-torsional.

De (Ej.12-2), (Ej.12-3) y (Ej.12-4) $M_n = 5,20 \text{ kNm}$

La Resistencia de Diseño a flexión M_d es $M_d = \phi_b \cdot M_n$ con $\phi = 0,9$

Luego $M_d = 0,9 \times 5,20 = \underline{4,68 \text{ kNm}}$ (Ej.12-5)

- **Verificación a flexocompresión.** Se aplica Sección H.1. pues la carga axial es centrada y está obligado a flexar alrededor de un eje geométrico

Para :

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} = \frac{224}{295,7} = 0,758 > 0,2$$

Entonces debe cumplirse

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \leq 1 \quad \text{Ec. (H.1.1a)}$$

$$\frac{224}{295,7} + \frac{8}{9} \frac{0,58}{4,68} \leq 0,868 < 1 \quad \text{VERIFICA}$$

Para completar la verificación faltaría verificar el corte para el esfuerzo V_{u1} .

(2) Dimensionamiento de la presilla

De acuerdo a Sección E.6.3.1(b)(2), se verifican las presillas con una fuerza V_{up1} resultante del la fuerza de corte V_{eu1} igual a:

$$V_{eu1} = \beta_2 \cdot P_u \quad \text{Ec. (E.6-18)}$$

con:

$$b_2 = \frac{p}{400} \cdot \frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_{cm}}} = \frac{p}{400} \times \frac{1}{1 - \frac{800}{3.369}} = 0,0103$$

$$\text{Por lo tanto: } V_{eu1} = 0,0103 \times 800 = 8,24 \text{ kN}$$

Se predimensiona la presilla por rigidez a través de la Fórmula (E.6-7) 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:

$$n = 2$$

I_p = momento de inercia de una presilla en su plano

$$I_1 = 117,2 \times 2 = 234,4 \text{ cm}^4$$

$$a = 70,8 \text{ cm}$$

$$h = 34,94 \text{ cm}$$

Despejando el término I_p se obtiene:

$$I_p = \frac{10 \cdot I_1 \cdot h}{n \cdot a} = \frac{10 \times 234,4 \times 34,94}{2 \times 70,8} = 578,4 \text{ cm}^4$$

Fijando un espesor de la presilla $t = 0,795$ cm, resulta:

$$h = \sqrt[3]{\frac{I_p \cdot 12}{t}} = \sqrt[3]{\frac{12 \times 578,4}{0,795}} = 20,6 \text{ cm}$$

Se adopta presillas de # **(210mm x 7,95 mm)**

De acuerdo a Figura E.6-8, las solicitaciones totales en las presillas son:

$$M_{up} = \frac{V_{eu1} \cdot a}{2} (10)^{-2}$$

$$V_{up1} = \frac{2 \cdot M_{up}}{h} (10)^2$$

siendo: M_{up} = momento total en presilla. (kNm)
 V_{up1} = corte total en presillas. (kN)
 $V_{eu1} = 8,24$ kN
 $h = 34,94$ cm
 $a = 70,8$ cm

$$M_{up} = \frac{8,24 \times 70,8}{2} (10)^{-2} = 2,92 \text{ kNm}$$

$$V_{up1} = \frac{2 \times 2,92}{34,94} (10)^2 = 16,71 \text{ kN}$$

La verificación de cada presilla se realiza con las siguientes solicitaciones requeridas.

$$M_{up} = 0,5 \times 2,92 = 1,46 \text{ kNm}$$

$$V_{up1} = 0,50 \cdot 16,71 = 8,355 \text{ kN}$$

- Verificación a flexión (Sección F.11) y ANEXO 1

- Para pandeo lateral (Sección F.11.2) para sección rectangular

Se adopta $L_b = 35$ cm

$$\frac{0,08 E}{F_y} = \frac{16000}{235} = 68,08 < \frac{L_b d}{t^2} = \frac{35 \times 21}{0,795^2} = 1163 < 1617 = \frac{380000}{235} = \frac{1,9 E}{F_y}$$

$$M_n = C_b \hat{1,52} - 0,274 \cdot \frac{L_b d}{t^2} \frac{F_y}{E} \hat{M}_y \hat{=} M_p \hat{=} 1,5 M_y \quad (\text{F.11-2})^*$$

$$S_x = (t_p \cdot h_p^2) / 6 = (0,795 \times 21^2) / 6 = 58,43 \text{ cm}^3$$

$$M_y = S_x \cdot F_y \cdot (10)^{-3} = 58,43 \times 235 \times 0,001 = 13,73 \text{ kNm}$$

$$Z_x = (t_p \cdot h_p^2) / 4 = (0,795 \times 21^2) / 4 = 87,65 \text{ cm}^3$$

$$M_p = Z_x \cdot F_y \cdot 10^{-3} = 87,65 \times 235 \times 10^{-3} = 20,60 \text{ kN.m}$$

Se adopta $C_b = 1,0$

$$M_n = 1,52 - 0,274 \frac{35 \times 21}{0,795^2} \frac{F_y}{E} \times 13,73 = 15,73 \text{ kNm} < M_p = 20,6 \text{ kNm} = 1,5 M_y$$

Luego $M_n = 15,73 \text{ kNm}$ para una presilla.

$$M_d = \phi \cdot M_n = 0,9 \times 15,73 = 14,16 \text{ kN.m} > M_{up} = 1,46 \text{ kNm} \quad (\text{VERIFICA})$$

- Verificación a corte

Se aplica para secciones rectangulares Sección H.3.3.

La máxima tensión de corte es para cada presilla

$$f_{uv} = 1,5 \times \frac{V_{up1} \times 10}{h_p \times t_p} = 1,5 \times \frac{8,355 \times 10}{21 \times 0,795} = 7,51 \text{ MPa}$$

$$\text{Debe ser } f_{uv} \leq 0,6 \cdot \phi \cdot F_y \quad \text{Ec. (H.2-5)}$$

$$f_d = 0,6 \cdot \phi \cdot F_y = 0,6 \cdot 0,9 \times 235 = 126,9 \text{ MPa} > 7,51 \text{ MPa} = f_u \quad (\text{VERIFICA})$$

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 B, C, D y E.

Enunciado

Dimensionar los cordones superior e inferior de una viga reticulada simplemente apoyada que forma parte de una estructura de cubierta. Las acciones nominales son Peso propio ($D = 0,4 \text{ KN/m}^2$), Sobrecarga de techo (mantenimiento de cubierta) ($L_r = 0,6 \text{ kN/m}^2$) y Viento (succión $W = 0,6 \text{ kN/m}^2$). La Sección de los cordones está formada por dos perfiles ángulo 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 observan los arriostramientos de los cordones superior e inferior.

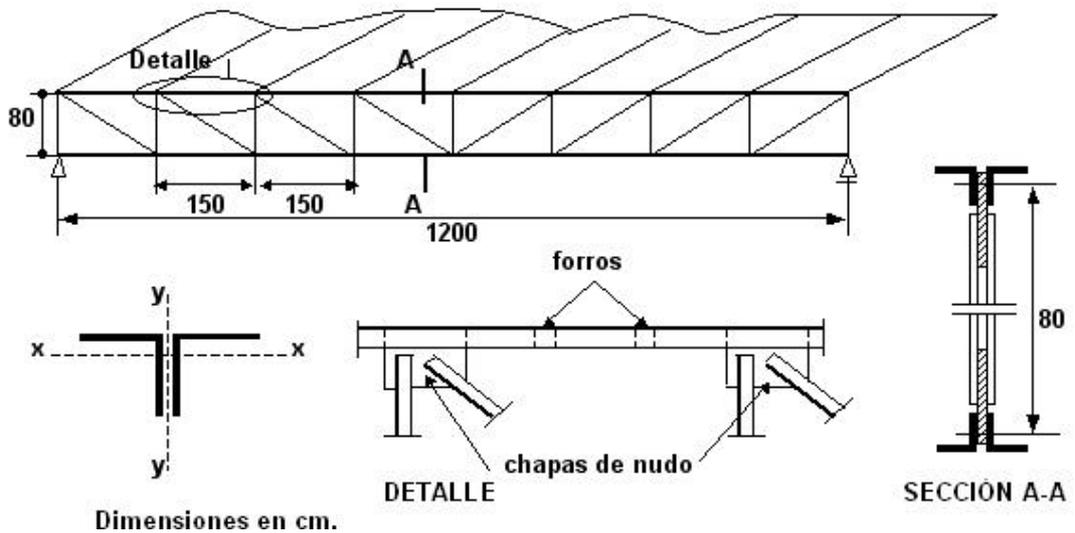


Figura Ej.13-1

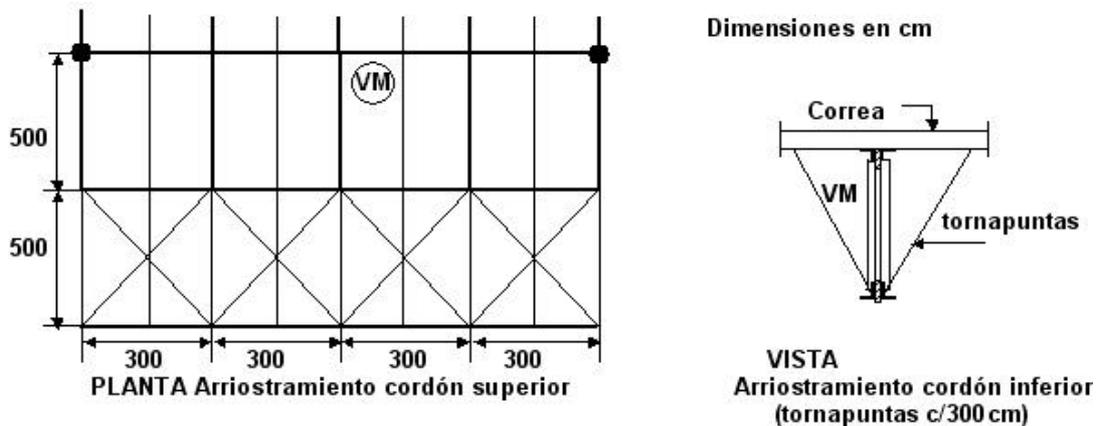


Figura Ej.13-2

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:

$$D = 0,4 \times 5 \text{ m} = 2 \text{ kN/m}$$

$$L_r = 0,6 \times 5 \text{ m} = 3 \text{ kN/m}$$

$$W = 0,6 \times 5 \text{ m} = 3 \text{ kN/m (succión)}$$

Las combinaciones más desfavorables son: (Sección B.2.2)

$$\text{Comb. 1) } 1,2 D + 1,6 L_r \quad (B.2-3)$$

$$\text{Comb. 2) } 0,9 D - 1,5 W \quad (B.2-6)$$

$$\text{Comb. 1) } q_{u1} = 1,2 \times 2 + 1,6 \times 3 = \mathbf{7,2 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Comb. 2) } q_{u2} = 0,9 \times 2 - 1,5 \times 3,0 = \mathbf{- 2,7 \text{ kN/m}}$$

Las acciones son transmitidas por las correas a los nudos superiores de la viga reticulada. Resultan en los nudos.

$$\text{Comb. 1 } P_u = \mathbf{10,8 \text{ kN}}$$

$$\text{Comb. 2 } P_u = \mathbf{- 4,05 \text{ kN}}$$

De acuerdo a Sección C.2.1, aplicando el Análisis Global Elástico, siendo la Viga **VM** una estructura isostática se obtiene:

Combinación	Mom. Flector viga	C _s (kN)	C _i (kN)
1	129,60 kNm	- 162	+ 151,8
2	- 48,60 kNm.	+ 60,75	- 57,0

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 7.2.3 (3). (ver Figura Ej.13-1 y Ej. 13-2)

- alrededor del eje **x-x** (Pandeo en el Plano) $L_{px} = k_x \cdot L = 1 \times 150 = \mathbf{150 \text{ cm}}$ (Figura 7.2-4, Caso 1)
- alrededor del eje **y-y** (Pandeo fuera del plano) $L_{py} = k_y \cdot L$,
 k_y está en función de la carga normal, aplicando la Figura 7.2-1.
 $k_y = 0,75 + 0,25 (P_2 / P_1)$

Del Análisis Estructural se obtiene que $P_1 = N_u = C_s = 162 \text{ kN}$ y $P_2 = 151,8 \text{ kN}$

$$k_y = 0,75 + 0,25 \times 151,8 / 162 = 0,985$$

$$L_{py} = 0,985 \times 300 = 295,5 \text{ cm} = \mathbf{2,955 \text{ m}}$$

- **Pandeo alrededor del eje material (x-x)**

La sección del cordón superior se plantea como una barra armada del Grupo II. Para el pandeo alrededor del eje **x-x** (eje material) corresponde aplicar la Sección E.3 (ángulos con carga centrada) en la hipótesis que la sección es no esbelta ($Q = 1,0$).

Se predimensiona la sección con $l_x = 100$ (< 200 verifica Sección E-2).

El radio de giro necesario mínimo para $\lambda=100$ es:

$$r_x = \frac{k_x \cdot L_x}{I_x} = \frac{1 \times 150}{100} = 1,5 \text{ cm}$$

De acuerdo a las Secciones E.1 y E.3., la Resistencia de Diseño a compresión axil para pandeo flexional resulta $P_d = \phi_c \cdot P_n$, dónde:

$$\begin{aligned} \phi_c &= 0.85 \\ P_n &= F_{cr} \cdot A_g \cdot (10^{-1}) \end{aligned} \quad \text{Ec. (E.3-1)}$$

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

$$I_c = \frac{1}{p} \cdot \frac{k \cdot L}{r} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1}{p} \times 100 \times \sqrt{\frac{235}{200.000}} = 1,091 \quad \text{Ec. (E.3-4)}$$

Se supone $Q=1$ (sección no esbelta).

Como $\lambda_c < 1,5$ la tensión crítica se determina por:

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) \cdot F_y = (0,658^{1,091^2}) \times 235 = 142,8 \text{ MPa} \quad \text{Ec. (E.3-2)}$$

La Resistencia de Diseño resulta:

$$R_d = C_s = 0,85 \times 142,8 \times (A_g) \times 0,1 = 162 \text{ kN.}, \text{ de donde}$$

$$A_g = \frac{162}{0,85 \times 142,8 \times 0,1} = 13,35 \text{ cm}^2$$

Se adoptan **2 perfiles "L" 64x64x6,4 mm** cuyas propiedades, según IRAM-IAS U 500-558, son:

$A_{g1} = 7,87 \text{ cm}^2$	Area del perfil
$I_x = 29,43 \text{ cm}^4$	Momento de inercia alrededor de x-x = y-y
$r_x = 1,93 \text{ cm}$	radio de giro alrededor de x-x = y-y.
$e_x = 1,80 \text{ cm}$	distancia del centro de gravedad del perfil "L" al borde del ala
$I_z = 11,49 \text{ cm}^4$	Momento de inercia alrededor del eje de menor inercia
$r_z = 1,21 \text{ cm}$	radio de giro alrededor del eje de menor inercia
$b = 6,35 \text{ cm}$	ancho del ala
$t = 0,64 \text{ cm}$	espesor del ala

Se calculan las relaciones ancho-espesor de alma y ala para verificar el Q adoptado

$$\text{esbeltez del ala} \quad I_f = \frac{b}{t} = \frac{6,35}{0,64} = 9,92$$

De acuerdo a Tabla B.4-1a (*), para el caso 3

$$I_r = \frac{200}{\sqrt{F_y}} = \frac{200}{\sqrt{235}} = 13,05 > 9,92$$

Por lo tanto al ser $I_f < I_r$, el ala no es esbelta, y $Q=1$.

El área total es $A_g = 2 \times 7,87 = 15,74 \text{ cm}^2 > 13,35 \text{ cm}^2$ (área necesaria) y el radio de giro es $r_x = 1,93 \text{ cm} > 1,50 \text{ cm}$.

La esbeltez alrededor de x es

$$l_x = \frac{k_x \cdot L_x}{r_x} = \frac{1 \times 150}{1,93} = 77,72 \quad (\text{Ej. 13-1})$$

• **Verificación del pandeo alrededor del eje y-y (libre)**

Se predimensionan los forros de espesor $t_p = 7,94$ mm.

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

$$I_y = [29,43 + 7,87 \times (1,80 + 0,794 \times 0,5)^2] \times 2 = 134,83 \text{ cm}^4$$

y el radio de giro $r_y = 2,927$ cm

De acuerdo a la Sección E.6.2.1(b) (uniones intermedias soldadas) la esbeltez modificada de la barra armada l_{my} es igual a:

Siendo $(a/r_1) = 50/1,21 = 41,3 > 20$

$$\frac{k_y \cdot L_y}{r_y} = \sqrt{\frac{k_y \cdot L_y}{r_y}^2 + \frac{k_1 \cdot a}{r_1}^2} \quad \text{Ec. (E.6-2b)}$$

siendo $L_y =$ Longitud no arriostrada del cordón = 300 cm

$r_y =$ radio de giro respecto de y-y de la columna actuando como una unidad = 2,927 cm

$a =$ distancia entre ejes de forros = 50 cm

$r_1 =$ radio de giro mínimo de una barra componente = 1,21 cm

$k_1 =$ coeficiente (para ángulos con forros intermedios) = 0,86

$$\frac{k_y \cdot L_y}{r_y} = \sqrt{\frac{0,985 \times 300}{2,927}^2 + \frac{0,86 \times 50}{1,21}^2} = 107,1 \quad (\text{Ej. 13-2})$$

Se verifica la separación de forros propuesta según Sección E.6.2.2(b) (Figura E.6-4)

De (Ej. 13-1) y (Ej. 13-2) la mayor esbeltez es alrededor del eje y = 107,1

Se verifica $(a/r_1) = 50/1,21 = 41,3 < 80,3 = (3/4) \times 107,1$

VERIFICA

Se calcula λ_{cy}

$$l_{cy} = \frac{1}{p} \cdot \frac{k_y \cdot L_y}{r_y} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1}{p} \times 107,1 \times \sqrt{\frac{235}{200.000}} = 1,17 \quad \text{Ec. (E.3-4)}$$

Como $\lambda_c < 1,5$ la tensión crítica se determina por:

$$F_{cr} = (0,658^{1,17^2}) \cdot F_y = (0,658^{1,17^2}) \times 235 = 132,5 \text{ MPa} \quad \text{Ec. (E,3-2)}$$

La Resistencia de Diseño resulta:

$$R_d = 0,85 \times 132,5 \times 15,74 \times 0,1 = 177,2 \text{ kN} > C_s = 162 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA}$$

(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.

Pero siendo la tracción (151,8 kN) mucho mayor a la compresión (-57kN) se dimensiona a tracción y se verifica la sección a compresión.

- **Dimensionado a tracción** (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 . (Sección D.3.1). Luego se considera solo el Estado Límite de Fluencia en la Sección bruta (Sección D.2(a)).

$$R_d = \phi F_y A_g (10^{-1}) \quad \text{Ec. (D.2-1)}$$

haciendo $R_d = T_u = 151,8$ kN resulta la sección bruta necesaria

$$A_g = T_u / \phi F_y (10^{-1}) = 151,8 / 0,9 \times 235 \times 0,1 = 7,18 \text{ cm}^2$$

Para una sección armada del Grupo II con dos perfiles la sección bruta necesaria de cada perfil será: $A_{g1} = 7,18/2 = 3,59 \text{ cm}^2$

Se propone una sección armada del Grupo II con dos perfiles **L 57x57x3,2**, cuyas propiedades según la IRAM-IAS U 500-558 son:

$$A_{g1} = 3,61 \text{ cm}^2 > 3,59 \text{ cm}^2$$

VERIFICA

$$I_x = 10,88 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 1,73 \text{ cm}$$

$$e_x = 1,48 \text{ cm}$$

$$r_z = 1,06 \text{ cm}$$

- **Verificación a compresión**

Se aplica el procedimiento desarrollado en la Sección (A) para el Cordón Superior

Verificación esbelteces locales

$$l_f = (b / t) = (57,1 / 3,2) = 17,84 > l_r = 13,05 \rightarrow \text{ala esbelta} \rightarrow Q < 1$$

De Sección E.7.1(c). Caso 3 , (Tabla B.4-1a)*

$$\text{Para } \frac{200}{\sqrt{F_y}} = 13,05 < \frac{b}{t} = 17,84 < \frac{407}{\sqrt{F_y}} = 26,55$$

$$\text{Resulta } Q_s = 1,34 - 0,0017 \cdot \frac{b}{t} \cdot \sqrt{F_y} = 1,34 - 0,0017 \times 17,84 \times \sqrt{235} = 0,875 \quad \text{Ec. (E.7-11)*}$$

- **Pandeo alrededor de x-x (eje material)** $L_{px} = k_x \cdot L_x = 1 \times 150 = 150 \text{ cm}$.

$$l_x = \frac{k_x \cdot L_x}{r_x} = \frac{1 \times 150}{1,73} = 86,70 \quad \text{(Ej. 13-3)}$$

▪ **Pandeo alrededor de y-y (eje libre)**

Las compresiones en las barras son $P_1 = C_i = -57,0$ y $P_2 = -45,5$ kN (Sección C.2.3)

$$k_y = 0,75 + 0,25 \times 45,5 / 57,0 = 0,95$$

$$L_{py} = k_y L_y = 0,95 \times 300 = \mathbf{285 \text{ cm}}$$

El momento de inercia alrededor del eje y con chapa de nudo y forros de espesor 7,94 mm

$$I_y = [10,88 + 3,61 \times (1,48 + 0,794 \times 0,5)^2] \times 2 = 47,20 \text{ cm}^4$$

y el radio de giro $r_y = \mathbf{2,557 \text{ cm}}$

$$\text{Siendo } (a/r_1) = 50/1,06 = 47,17 > 20$$

$$\frac{\pi k_y L_y \ddot{\theta}}{r_y \ddot{\theta}_{my}} = \sqrt{\frac{\pi k_y L_y \ddot{\theta}^2}{r_y \ddot{\theta}_o} + \frac{\pi k_i a \ddot{\theta}^2}{r_1 \ddot{\theta}}} \quad \text{Ec. (E.6-2b)}$$

siendo $L_y =$ Longitud no arriostrada del cordón = 300 cm

$r_y =$ radio de giro respecto de y-y de la columna actuando como una unidad = 2,557 cm

$a =$ distancia entre ejes de forros = 50 cm

$r_1 =$ radio de giro mínimo de una barra componente = 1,06 cm

$k_i =$ coeficiente (para ángulos con forros intermedios) = 0,86

$$\frac{\pi k_y L_y \ddot{\theta}}{r_y \ddot{\theta}_{my}} = \sqrt{\frac{\pi 0,95 \times 300 \ddot{\theta}^2}{2,557 \ddot{\theta}_o} + \frac{\pi 0,86 \times 50 \ddot{\theta}^2}{1,06 \ddot{\theta}}} = \mathbf{118,6} \quad \text{(Ej. 13-4)}$$

Se verifica la separación de forros propuesta según Sección E.6.2.2(b) (Figura E.6-4)

De (Ej. 13-3) y (Ej. 13-4) **la mayor esbeltez es alrededor del eje y = 118,6**

Se verifica . $(a/r_1) = 50/1,06 = 47,2 < 89 = (3/4) \times 118,6$ **VERIFICA**

$$\text{Se calcula } \lambda_{cy} \quad l_{cy} = \frac{1}{p} \frac{\pi k_y L_y \ddot{\theta}}{r_y \ddot{\theta}_m} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1}{p} \times 118,6 \times \sqrt{\frac{235}{200.000}} = \mathbf{1,294} \quad \text{Ec. (E.3-4)}$$

Como $l_{cy} \sqrt{Q} = 1,294 \sqrt{0,875} = 1,21 < 1,5$ la tensión crítica se determina por:

$$F_{cr} = Q \cdot (0,658^{Q^{1,2}}) \cdot F_y = 0,875 \times (0,658^{0,875 \times 1,294^2}) \times 235 = \mathbf{111,4 \text{ MPa}} \quad \text{Ec. (E,7-2)}$$

La Resistencia de Diseño resulta:

$$R_d = 0,85 \times 111,4 \times 2 \times 3,61 \times 0,1 = \mathbf{68,4 \text{ kN}} > C_i = 57 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA}$$

- Para completar faltaría la verificación de la unión soldada de los forros discontinuos a los perfiles ángulos.

De acuerdo a Sección E.6.2.2(b). los cordones de soldadura serán dimensionados para transmitir una fuerza resultante de un corte ideal igual a: $V = 0,02 R_d = 0,02 \cdot \phi_c \cdot P_n$

Para cordón superior.: $V = 0,02 \times 177,2 = 3,55 \text{ kN}$

Para cordón inferior: $V = 0,02 \times 68,4 = 1,37 \text{ kN}$

EJEMPLO N° 14

Dimensionamiento a flexión y a corte de vigas con secciones compactas, no compactas y esbeltas.

Aplicación Capítulos **B, F, G, J, L**, Apéndice **6** y Anexo **1**

Enunciado:

En el entrepiso de la figura dimensionar las vigas **V₁**, **V₂** y **V₃**.

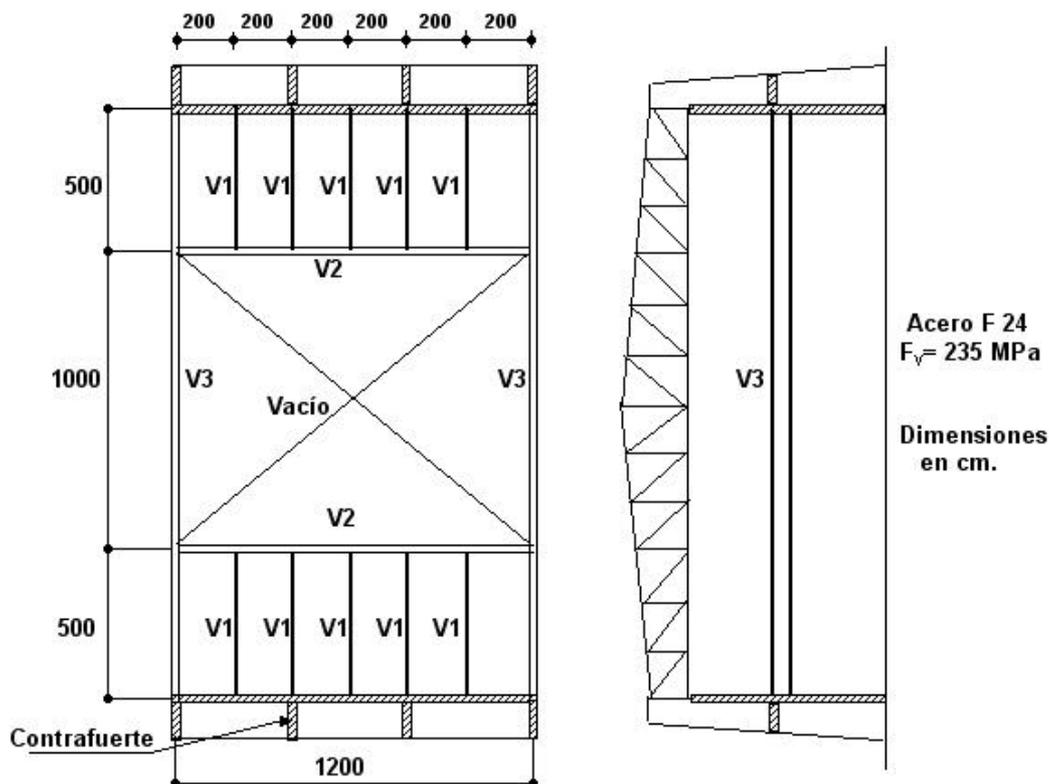


Figura Ej. 14-1

I – DIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA V₁

Acciones : -Peso propio entrepiso = 1 kN/m² (D)
nominales -Sobrecarga entrepiso = 3 Kn/m² (L)

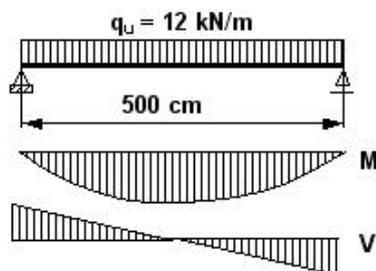


Figura Ej. 14-2

Se aplica la Sección B.2.2.

La Combinación crítica es (B.2-2)

$$q_u = (1,2 D + 1,6 L) \times 2 \text{ m} = (1,2 \times 1 + 1,6 \times 3) \times 2$$

$$q_u = 12 \text{ kN/m}$$

Las solicitaciones requeridas de Momento y Corte son:

Momento Requerido	$M_u = 37,5 \text{ kNm}$
Corte Requerido	$V_{ux} = 30 \text{ kN}$

Se dimensionará por flexión y se verificará a corte. Aplicamos Capítulo F y Capítulo G.

FLEXIÓN

Estados Límites Últimos a verificar en general:

- (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 arriostamiento lateral continuo; por lo tanto el **Estado Límite de Pandeo Lateral torsional no es aplicable**.

Se elige para la viga un perfil laminado doble te normal (IPN). Se supone **sección compacta** por lo que se aplican Sección F.1(1) y Sección F.2.

I-A-1) Estado Límite de Plastificación (Sección F.2.1)

$$M_n = M_p = Z_x \cdot F_y \cdot (10^{-3}) \leq 1,5 M_y = 1,5 S_x \cdot F_y \cdot (10^{-3}) \quad \text{Ec. (F.2-1)}$$

Para dimensionar se plantea $M_{\text{diseño}} = M_d = M_u$

Resistencia de Diseño $\Rightarrow M_d = \phi M_n = \phi \cdot Z_x \cdot F_y \cdot (10^{-3}) = M_u$ de donde

$$Z_{x \text{ nec}} = \frac{M_u}{\phi \times F_y \times 10^{-3}} = \frac{37,5 \times 10^3}{0,9 \times 235} = 177,3 \text{ cm}^3$$

Según IRAM-IAS U 500-511 de tabla de perfiles se elige IPN180 $Z_x = 187 \text{ cm}^3 > Z_{\text{nec}}$

Se verifica $Z_x = 187 < 241,5 = 1,5 \times 161 = 1,5 S_x$

I-A-2) FLB – Pandeo local del ala

Aplicando Tabla B-4.1b (*) - caso 11. El espesor del ala es el espesor a la mitad de la distancia entre el borde libre y la cara correspondiente del alma (Sección B.4.1(a), último párrafo)

$$l_f = \frac{b_f / 2}{t_f} = \frac{82 / 2}{10,4} = 3,94 \quad l_p = 170 \sqrt{\frac{1}{F_y}} = 170 \sqrt{\frac{1}{235}} = 11,09$$

$$l_f < l_p \text{ } \Rightarrow \text{ ala compacta } \Rightarrow M_n = M_p$$

I-A-3) WLB – Pandeo local del alma. (Sección A-F.1)

Aplicando Tabla B-4.1(b) (*) - caso 16

$$l_w = \frac{h_w}{t_w} = \frac{142}{6,9} = 20,6 \quad l_p = \frac{1680}{\sqrt{F_y}} = \frac{1680}{\sqrt{235}} = 109,6$$

$$l_w < l_p \text{ } \Rightarrow \text{ alma compacta } \Rightarrow M_n = M_p$$

Por I-A-2 y I-A-3 vale el dimensionado realizado con I-A-1
De Tabla IRAM-IAS U 500-511

IPN180	{	$A_g = 27,9 \text{ cm}^2$	$Z_x = 187 \text{ cm}^3$
		$I_x = 1450 \text{ cm}^4$	$S_x = 161 \text{ cm}^3$
		$I_y = 81,3 \text{ cm}^4$	$S_y = 19,8 \text{ cm}^3$
		$J = 7,89 \text{ cm}^4$	$r_x = 7,2 \text{ cm}$
		$C_w = 5924 \text{ cm}^4$	$r_y = 1,71 \text{ cm}$

CORTE

$$V_d = f_v V_n \quad (\text{Sección G.1}) \quad \text{Ec. (G.1-1)}$$

$$(h/t_w) = (14,2/0,69) = 20,6 < 71,8 = 492 \sqrt{5/235} = 492 \sqrt{k_v/F_{yw}} \Rightarrow C_v = 1,0 \quad \text{Ec. (G.2-3)*}$$

$$A_w = \text{Area de alma (Sección G.2.1)} = d \cdot t_w$$

$$\text{Luego } \Rightarrow V_n = 0,6 \cdot F_{yw} \cdot A_w (10^{-1}) = 0,6 \times 235 \times 18 \times 0,69 \times (10^{-1}) = 175,1 \text{ kN} \quad \text{Ec. (G.2-1)}$$

La Resistencia de Diseño es

$$V_d = \phi_v V_n = 0,9 \times 175,1 \text{ kN} = 157,6 \text{ kN} > 30 \text{ kN} = V_u \quad \text{VERIFICA}$$

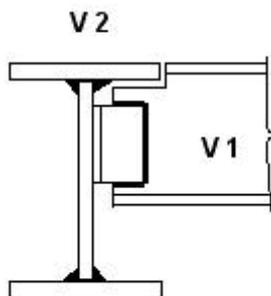
FUERZAS CONCENTRADAS (Sección J.10)No se verifica a cargas concentradas debido a la forma de apoyo de la viga V_1 en V_2 .

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 – . Se aplica Sección F.2.2. El tablero apoya en el ala superior.

$$L_p = 709 r_y \cdot \sqrt{\frac{1}{F_{yf}}} = 709 \times 1,71 \times \sqrt{\frac{1}{235}} = 79,1 \text{ cm} \quad \text{Ec. (F.2-5b)*}$$

$$r_y = 1,71 \text{ cm}$$

$$F_L = F_{yf} - F_r = 235 - 69 = 166 \text{ MPa}$$

$$X_1 = \frac{p}{S_x} \sqrt{\frac{E \times G \times J \times A}{2}} = \frac{p}{161} \sqrt{\frac{200000 \times 77200 \times 7,89 \times 27,9}{2}} = 25.437 \text{ MPa} \quad \text{Ec. (F.2-4c)}$$

Por actuar la carga en ala superior resulta

$$L_r = \frac{1,28 \cdot r_y \times X_1}{F_L} = \frac{1,28 \times 1,71 \times 25.437}{166} = 335 \text{ cm} < L_b = 500 \text{ cm} \quad \text{Ec. (F.2-6b)}$$

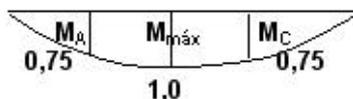
Luego \Rightarrow Aplicando Sección F.2.2.(c) $L_b > L_r$

$$M_n = M_{cr} \leq M_p \quad \text{Ec. (F.2-3)}$$

$$M_{cr} = \frac{(10^{-3}) \times 1,28 \cdot C_b \cdot S_x \cdot X_1}{L_b / r_y} \quad \text{Ec. (F.2-4b)}$$

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 $M_C = 0,75$

$$C_b = \frac{12,5 \times M_{\text{max}}}{2,5M_{\text{max}} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} = \frac{12,5 \times 1}{2,5 \times 1 + 3 \times 0,75 + 4 \times 1 + 3 \times 0,75} = 1,14 \quad \text{Ec. (F.1-1)}$$



$$M_{cr} = \frac{(10^{-3}) \times 1,28 \times 1,14 \times 161 \times 25.437}{500 / 1,71} = 20,43 \text{ kNm} < M_p$$

$$M_n = M_{cr} = 20,43 \text{ kNm} < M_p$$

Los Momentos Nominales para los Estados Límites de Plastificación, FLB y WLB son iguales al caso I-A, luego según Sección F.2 la Resistencia Nominal es la correspondiente al Estado Límite de Pandeo Lateral-torsional (Estado límite determinante).

La Resistencia de Diseño

$$M_d = \phi \cdot M_n = 0,9 \times 20,43 \text{ kNm} = \boxed{18,39 \text{ kNm} < M_u = 37,5 \text{ kNm}} \quad \text{NO VERIFICA}$$

Existen dos maneras de aumentar el Momento Nominal para LTB y por ende la Resistencia de Diseño. Una de ellas es redimensionar la sección para aumentar el Momento Crítico y la otra (que puede resultar más económica), es proveer arriostamientos laterales que disminuyan la longitud L_b .

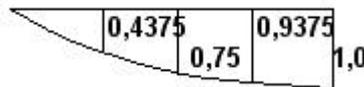
Para determinar en forma aproximada la longitud de arriostamiento necesario se puede hacer lo siguiente:

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 $M_{cr} < M_p$.

En la Ecuación (F.2-2) se iguala M_n a M_u / ϕ_b y se despeja L_b . Se puede adoptar como primera aproximación $C_b = 1$ (daría un valor más pequeño), o realizar una hipótesis de ubicación de la riostra y analizando el diagrama de momentos calcular un valor para $C_b > 1,0$.

$$M_n = C_b \left[M_p - M_r \right] \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} = \frac{M_u}{\phi_b} = \frac{37,5}{0,9} = 41,67 \text{ kNm} \quad \text{Ec. (F.2-2)}$$

Si se ubica la riostra en el centro de la luz ($L_b = 250 \text{ cm}$) resulta el siguiente C_b



$$C_b = \frac{12,5 \times 1,00}{2,5 \times 1,00 + 3 \times 0,4375 + 4 \times 0,75 + 3 \times 0,9375} = 1,298$$

$$M_p = F_y \cdot Z_x \cdot (10)^{-3} = 235 \times 187 \times 0,001 = 43,95 \text{ kNm}$$

$$M_r = F_L \cdot S_x \cdot (10)^{-3} = 166 \times 161 \times 0,001 = 26,73 \text{ kNm}$$

$$M_n = 1,298 \left[43,95 - (43,95 - 26,73) \frac{250 - 79,1}{335 - 79,1} \right] = 42,12 \text{ kNm} > \frac{37,5}{0,9} = 41,67 \text{ kNm}$$

Se adopta $L_b = 250 \text{ cm}$

La Resistencia de Diseño :

$$M_d = \phi \cdot M_p = 0,9 \times 42,12 \text{ kN.m} = \boxed{37,91 \text{ kNm} > M_u = 37,5 \text{ kNm}} \quad \text{VERIFICA}$$

El corte se verifica igual que el caso I-A.

II – DIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA V₂

Acciones : - Peso propio $g = 0,50 \text{ kN/m}$
 Nominales - reacción de viga $\left\{ \begin{array}{l} P_D = 1 \text{ kN/m}^2 \times 2\text{m} \times 5\text{m}/2 = 5 \text{ kN} \\ P_L = 3 \text{ kN/m}^2 \times 2\text{m} \times 5\text{m}/2 = 15 \text{ kN} \end{array} \right.$

Aplicando Sección B.2.2 . Combinación Crítica (B.2-2).

$$P_u = 1,2 \cdot P_D + 1,6 \cdot P_L = 1,2 \times 5 + 1,6 \times 15 = 30 \text{ kN}$$

$$g_u = 1,2 \cdot D = 1,2 \times 0,50 = 0,60 \text{ kN/m}$$

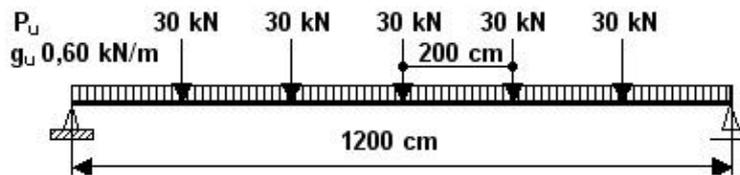


Figura Ej. 14-4

Las Solicitaciones requeridas son:

Momento requerido $M_u = 280,8 \text{ kNm}$

Corte requerido $V_{ux} = 78,6 \text{ kN}$

Se dimensionará a flexión y se verificará a corte. Aplicamos Capítulo F y Capítulo G.

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 $l_w = 140$

$$h = \sqrt[3]{\frac{3 \times M_u \times l_w}{2 \times F_y}} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 280,8 \times (10^3) \times 140}{2 \times 235}} = 63 \text{ cm}$$

Se adopta $h_w = 62 \text{ cm} \Rightarrow t_w = \frac{h_w}{l_w} = \frac{62 \text{ cm}}{140} = 0,44 \text{ cm}$

Se adopta como placa de alma $h_w = 65 \text{ cm} \quad t_w = 0,47 \text{ cm} \quad (3/16 \text{ } ^2)$

- Ala

Se puede tomar (G. Troglia “Estructuras Metálicas”, Pag.249)

$b_f @ 0,3 \cdot h_w = 19,5 \text{ cm} \quad \text{Se adopta } b_f = 20 \text{ cm.}$

Se adopta como criterio de Proyecto un **ala no compacta**.

Aplicando Tabla B-4.1b(*) - caso 12

$$l_{pf} = \frac{170}{\sqrt{F_y}} = \frac{170}{\sqrt{235}} = 11,09$$

$$l_{rf} = 425 \sqrt{\frac{k_c}{F_L}} = 425 \sqrt{\frac{0,35}{235 - 114}} = 22,9$$

Siendo:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = \frac{4}{\sqrt{65/0,47}} = 0,34 \text{ } \text{D} \text{ } 0,35 < k_c < 0,763 \text{ } \text{D} \text{ } \text{adoptamos } k_c = 0,35$$

Se adopta (ala no compacta) $l_p < l_f < l_r$ Se adopta $l_f = 13$

$$\text{Resulta } l_f = \frac{b_f/2}{t_f} \Rightarrow t_f = \frac{20/2}{13} = 0,77 \text{ cm} \Rightarrow \text{Se adopta } t_f = 7,94 \text{ mm (5/16")}$$

Se verifica la compacidad del Alma (WLB)

Aplicando Tabla B-4.1b (*) - caso 16

$$l_w = \frac{h_w}{t_w} = \frac{65}{0,47} = 138$$

$$l_{pw} = \frac{1680}{\sqrt{F_y}} = \frac{1680}{\sqrt{235}} = 109,6$$

$$l_{rw} = \frac{2550}{\sqrt{F_y}} = \frac{2550}{\sqrt{235}} = 166,34$$

Luego: $l_p < l_w < l_r$ alma no compacta

La sección adoptada es (Figura Ej.14-5):

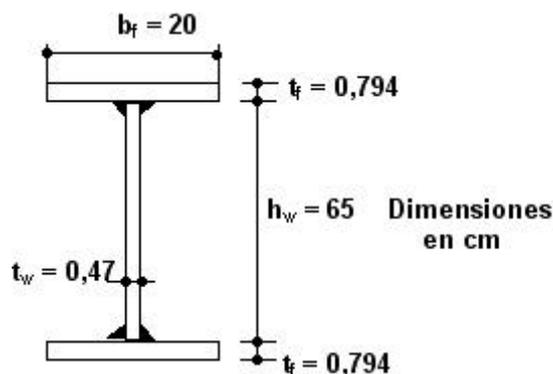


Figura Ej. 14-5

$$\begin{aligned}
 A_g &= 62,31 \text{ cm}^2 \\
 I_x &= 45.129 \text{ cm}^4 \\
 S_x &= 1355,5 \text{ cm}^3 \\
 Z_x &= 1541,2 \text{ cm}^3 \\
 I_y &= 1059,20 \text{ cm}^4 \\
 r_y &= 4,12 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

FLEXION

Se aplica Sección F.4. Se determina la Resistencia Nominal para los Estados Límites:

- **FLB (Pandeo Local de ala comprimida)** (Sección F.4.3)

$$l_f = \frac{b_f/2}{t_f} = \frac{20/2}{0,794} = 12,60 \Rightarrow l_p < l_f < l_r \quad \text{ala no compacta}$$

$$M_n = \phi R_{pc} M_{xc} - (R_{pc} M_{xc} - F_L S_x 10^{-3}) \left(\frac{l - l_p}{l_r - l_p} \right) \quad \text{Ec. (F.4-12)}$$

$$F_L = F_y - F_r = 235 - 114 = 121 \text{ MPa}$$

$I_y/I_x = 0,5 > 0,23$ Sección doblemente simétrica

$h_o/t_w > \lambda_{pw}$ alma no compacta

$$R_{pc} = \phi \frac{M_p}{M_{xc}} - \left(\frac{\phi M_p}{M_{xc}} - 1 \right) \left(\frac{l - l_{pw}}{l_{rw} - l_{pw}} \right) \quad \text{Ec. (F.4-9b)}$$

$$M_p = F_y \cdot Z_x \cdot (10)^{-3} = 235 \times 1541,2 \times 0,001 = 362,2 \text{ kNm}$$

$$M_{xc} = F_y \cdot S_x \cdot (10)^{-3} = 235 \times 1355,5 \times 0,001 = 318,5 \text{ kNm}$$

$$R_{pc} = \phi \frac{362,2}{318,5} - \left(\frac{\phi 362,2}{318,5} - 1 \right) \left(\frac{138 - 109,6}{166,34 - 109,6} \right) = 1,069 < 1,137 = \frac{M_p}{M_{xc}} \quad \text{Ec. (F.4-9b)}$$

$$M_n = \phi 1,069 \times 318,5 - (1,069 \times 318,5 - 121 \times 1355,5 \times 10^{-3}) \left(\frac{12,60 - 11,09}{22,9 - 11,09} \right) = 317,9 \text{ kNm}$$

$$\underline{M_n = 317,9 \text{ kNm}} \quad \text{(Ej. 14-1)}$$

- **LTB (Pandeo Lateral Torsional)** (Sección F.4.2)

$$L_p = 492 \cdot r_t \cdot \sqrt{\frac{1}{F_{yf}}} \quad \text{Ec. (F.4-7)*}$$

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \frac{a_w h_o}{d} + \frac{a_w h^2}{6 h_o d}}} \quad \text{Ec. (F.4-10)}$$

$$\begin{aligned}
 h_o &= 65 + 0,794 = 65,794 \text{ cm} \\
 h &= 65 \text{ cm} \\
 d &= 65 + 0,794 \times 2 = 66,588 \text{ cm} \\
 a_w &= h_c \cdot t_w / b_{fc} \cdot t_{fc} = 65 \times 0,47 / 20 \times 0,794 = 1,924
 \end{aligned}$$

$$r_t = \frac{20}{\sqrt{12 \frac{65,794}{66,588} + \frac{1,924}{6} \times \frac{65^2}{65,794 \times 66,588}}} = 5,06$$

$$L_p = 492 \times 5,06 \times \sqrt{\frac{1}{235}} = 162,4 \text{ cm}$$

$$L_r = 390.000 r_t \frac{1}{F_L} \sqrt{\frac{c J}{S_{xc} h_o} + \frac{c J}{S_{xc} h_o} + 6,76 \frac{F_L}{E}} \quad \text{Ec. (F.4-8)*}$$

siendo

$c = 1,0$ para secciones doble te

$$J = S (I_t t_i^3) / 3 = 2 \times 20 \times 0,794^3 + 65 \times 0,47^3 = 26,77 \text{ cm}^4$$

$$S_{xc} = 1355,5 \text{ cm}^3$$

$$h_o = 65,794 \text{ cm}$$

$$F_L = 121 \text{ MPa}$$

$$L_r = 390000 \times 5,06 \times \frac{1}{121} \sqrt{\frac{1 \times 26,77}{1355,5 \times 65,794} + \frac{1 \times 26,77}{1355,5 \times 65,794} + 6,76 \frac{121}{200000}} =$$

$$L_r = 711,2 \text{ cm}$$

Se colocan cruces de San Andrés como se indica en la Figura Ej.14-12 $L_b = 200 \text{ cm}$

Resulta $L_p < L_b < L_r$ La Resistencia Nominal es:

$$M_n = C_b \cdot R_{pc} M_{xc} - (R_{pc} M_{xc} - F_L S_x 10^{-3}) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \quad \text{Ec. (F.4-2)}$$

$$M_n = 1,0 \times 1,069 \times 318,5 - (1,069 \times 318,5 - 121 \times 1355,5 \times 10^{-3}) \frac{200 - 162,4}{711,2 - 162,4} = 328,4 \text{ kNm}$$

$$\underline{M_n = 328,4 \text{ kNm}} \quad \text{(Ej.14-2)}$$

- No son aplicables los Estados Límites de Fluencia del ala comprimida (por ser sección no compacta) y Fluencia del ala traccionada (sección doblemente simétrica). De (Ej. 14-1) y (Ej. 14-2) la menor Resistencia Nominal corresponde al Estado Límite de pandeo del ala comprimida. Por ello según Sección F.4 la Resistencia Nominal a flexión de la viga es:

$$\underline{M_n = 317,9 \text{ kNm}}$$

- Según Sección F.1(1) la Resistencia de Diseño $M_d = \phi \cdot M_n = 0,9 \times 317,9 = 286,1 \text{ kNm}$

$$\underline{M_d = 286,1 \text{ kNm} > M_u = 280,8 \text{ kNm}}$$

VERIFICA

CORTE

Según Sección G.1 $V_d = f_v V_n$ Ec. (G.1-1)

Según Sección G.2.1 $V_n = 0,6 \cdot F_{yw} \cdot A_w \cdot C_v \cdot (10)^{-1}$ Ec. (G.2-1)

Cuando $(h/t_w) > 613 \sqrt{k_v / F_{yw}}$ $C_v = \frac{302.000 k_v}{(h/t_w)^2 F_{yw}}$ Ec. (G.2-5)*

$$(65/0,47) = 138,3 > 613 \sqrt{5/235} = 89,41 \quad C_v = \frac{302.000 \times 5}{(138,3)^2 \times 235} = 0,336$$

$$V_n = 0,6 \times 235 \times 65 \times 0,47 \times 0,336 \times 0,1 = 144,7 \text{ kN}$$

La Resistencia de Diseño $V_d = \phi_v V_n = 0,9 \times 144,7 \text{ kN} = 130,3 \text{ kN} > V_u = 78,6 \text{ kN}$ VERIFICA

CARGAS CONCENTRADAS (Sección J-10)

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** (Capítulo L, Sección L.3)

Acciones : -Peso propio $g = 0,50 \text{ kN/m}$
Nominales - reacción de viga $\left\{ \begin{array}{l} P_D = 5 \text{ kN} \\ P_L = 15 \text{ kN} \end{array} \right.$

Aplicando Sección B.2.3, la combinación Crítica a aplicar es la Ec.(B.2-8).

$$P_n = D + L = 5 + 15 = 20 \text{ kN}$$

$$g_n = D = 0,5 \text{ kN/m}$$

Las cargas actuantes en servicio sobre la viga se indican en la Figura Ej.14-6.

$$M_{\text{máx. P}} = 180 \text{ kN m}$$

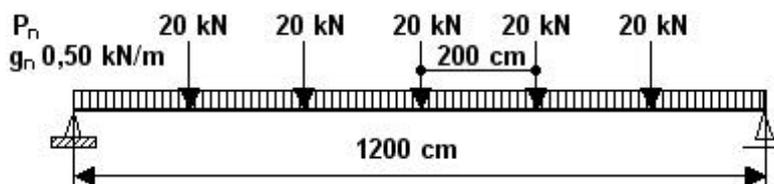


Figura Ej.14-6

La flecha máxima resulta :

$$f_{\text{máx}} = \frac{M_{\text{máxP}} \times L^2}{9,81 \times E \times I_x} + \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E \times I_x} = \frac{180 \times (1200)^2 \times (10^3)}{9,81 \times 200000 \times 45129} + \frac{5}{384} \times \frac{0,50 \times (10^{-1}) \times (1200)^4}{200.000 \times 45129}$$

$$f_{\text{máx}} = 3,08 \text{ cm} \gg \frac{L}{390} < \frac{L}{250} \quad (\text{de Tabla L.3-1}) \quad \text{D} \quad \text{VERIFICA}$$

III – DIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA V₃

Acciones Nominales : $g_1 = 1,2 \text{ kN/m}$ $P_{G1} = 15,5 \text{ kN}$
 $g_2 = 1 \text{ kN/m}$ $P_{L1} = 37,5 \text{ kN}$
 $L_1 = 3 \text{ kN/m}$ $P_{L2} = 50 \text{ kN}$

Se aplica la Sección B.2.2 . La Combinación crítica es la (B.2-2)

$$q_{u1} = 1,2 \times (1,2 + 1) + 1,6 \times 3 = 7,44 \text{ kN/m}$$

$$q_{u2} = 1,2 \times 1,2 = 1,44 \text{ kN/m}$$

$$P_{u1} = 1,2 \times 15,5 + 1,6 \times 37,5 = 78,6 \text{ kN}$$

$$P_{u2} = 1,6 \times 50 = 80 \text{ kN}$$

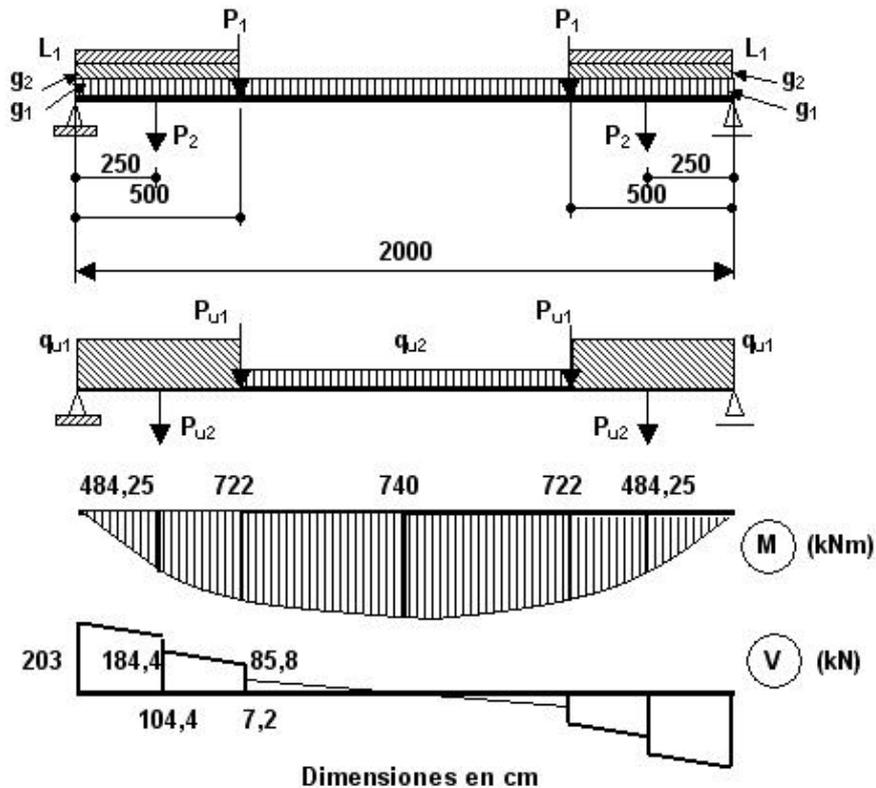


Figura Ej.14-7

Solicitaciones Requeridas:

$$\begin{aligned} \text{Momento Requerido } M_u &= 740 \text{ kNm} \\ \text{Corte Requerido } V_u &= 203 \text{ kN} \end{aligned}$$

Se dimensiona una viga armada de alma esbelta a flexión y se verifica a corte. Aplicamos Capítulo F; Capítulo G, Capítulo J y Anexo 1.

PREDIMENSIONADO

- Alma

Se puede utilizar para predimensionar la fórmula que recomienda Salmon y Johnson "Steel Structures" Pág. 714.

Seleccionamos $l_w > l_{rw}$ (alma esbelta) con $l_{rw} = \frac{2550}{\sqrt{F_y}} = \frac{2550}{\sqrt{235}} = 166,34$

Seleccionamos $l_w = 180$ $h = \sqrt[3]{\frac{3 \times M_u \times l_w}{2 \times F_y}} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 740 \times (10^3) \times 180}{2 \times 235}} = 94,8 \text{ cm}$

Se adopta $h_w = 95 \text{ cm} \Rightarrow t_w = \frac{h_w}{l_w} = \frac{95 \text{ cm}}{180} = 0,53 \text{ cm}$

Se adopta como placa de alma $h_w = 95 \text{ cm}$ $t_w = 0,476 \text{ cm}$ (3/16")

- Ala

Se puede tomar (G. Troglia "Estructuras Metálicas", Pag.249)

$b_f @ 0,3 \cdot h_w = 28,5 \text{ cm}$ P Se adopta $b_f = 35 \text{ cm}$.

Se adopta como criterio de Proyecto un **ala compacta**. $l_f \leq l_{pf}$

Aplicando Tabla B-4.1b(*) - caso 12

$$l_{pf} = \frac{170}{\sqrt{F_y}} = \frac{170}{\sqrt{235}} = 11,08 \quad \text{P} \quad t_{f \min} = \frac{35}{11,08} = 1,579$$

Se adopta $t_f = 1,588 \text{ cm}$ (5/8")

Se verifica la compacidad del Alma (WLB)

Aplicando Tabla B-4.1b (*) - caso 16

$$l_w = \frac{h_w}{t_w} = \frac{95}{0,476} = 199 < 260 \quad (\text{Sección F.13.2})$$

$$l_w = 199 > l_{rw} = 166,34 \quad (\text{alma esbelta})$$

Con lo cual la sección queda predimensionada :

$$\begin{aligned} A_g &= 156,38 \text{ cm}^2 \\ I_x &= 293.292 \text{ cm}^4 \\ S_{xt} = S_{xc} &= 5.974 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

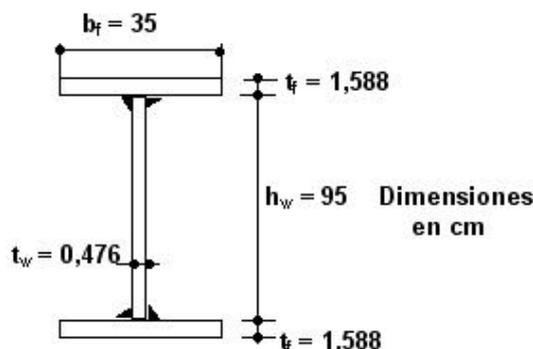


Figura Ej.14-8

FLEXIÓN

Estados Límites (Sección F.5)

Siendo sección simétrica no se analiza el Estado Límite de Fluencia del Ala traccionada.

III- 1) Estado Límite de Pandeo del ala comprimida (Sección F.5.3)

Siendo el ala compacta ($l_f \leq l_{pf}$) no es aplicable el Estado Límite

III- 2) Estado Límite de Pandeo lateral Torsional (Sección F.5.2)

$L_b = 1000 \text{ cm}$ (tramo central)

$$M_n = R_e R_{pg} F_{cr} S_{xc} (10)^{-3} \quad \text{Ec. (F.5-2)}$$

$R_e = 1,0$

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 300a_w} \frac{h_c}{t_w} - 2.550 \sqrt{\frac{1}{F_{cr}}} \leq 1,0 \quad \text{Ec. (F.5-6)*}$$

$h_c = 95 \text{ cm}$ (sección doble simetría)

$h_o = 95 + 1,588 = 96,588 \text{ cm}$

$d = 95 + 2 \times 1,588 = 98,176$

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} = \frac{95 \times 0,476}{35 \times 1,588} = 0,814 < 10$$

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \frac{h_o}{d} + \frac{a_w}{6} \frac{h^2}{h_o d}}} = \frac{35}{\sqrt{12 \frac{96,588}{98,176} + \frac{0,814}{6} \times \frac{95^2}{96,588 \times 98,176}}} = 9,58 \text{ cm} \quad \text{Ec. (F.4-10)}$$

$$L_p = 492 r_t \cdot \sqrt{\frac{1}{F_{yf}}} = 492 \times 9,58 \times \sqrt{\frac{1}{235}} = 307,4 \text{ cm} \quad \text{Ec. (F.5-5a)}$$

$$L_r = 1.405 r_t \cdot \sqrt{\frac{1}{F_{yf} - F_r}} = 1.405 \times 9,58 \times \sqrt{\frac{1}{235 - 114}} = 1.223,6 \text{ cm} \quad \text{Ec. (F.5-5a)*}$$

Resulta $L_p = 307,4 \text{ cm} < L_b = 1000 \text{ cm} < L_r = 1223,6 \text{ cm}$

$$F_{cr} = C_b \left[F_{yf} - (F_{yf} - F_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)^2 \right] F_{yf} \quad \text{Ec. (F.5-3)}$$

$C_b \gg 1$ (ver Figura Ej.14-7) Diagrama M en tramo central prácticamente uniforme.

$$F_{cr} = 1 \times \left[235 - (235 - 114) \left(\frac{1000 - 307,4}{1223,6 - 307,4} \right)^2 \right] F_{yf} = 143,5 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa}$$

Luego resulta la tensión crítica del ala para Pandeo Lateral-torsional $F_{cr} = 143,5 \text{ MPa} < F_{yf}$

$$R_{pg} = 1 - \frac{0,814}{1200 + 300 \times 0,814} \left(\frac{95}{0,476} - 2.550 \sqrt{\frac{1}{143,5}} \right) = 1,007 > 1,0 \quad \text{D} \quad R_{pg} = 1,0 \quad \text{Ec. (F.5-6)*}$$

La Resistencia Nominal para el Estado Límite analizado resulta

$$M_n = R_e R_{pg} F_{cr} S_{xc} (10)^3 = 1 \times 1 \times 143,5 \times 5.974 \times 0,001 = \underline{857,2 \text{ kNm}} \quad \text{Ec. (F.5-2)}$$

III- 3) Estado Límite de Fluencia del ala comprimida (Sección F.5.1)

$$M_n = R_e R_{pg} F_{yf} S_{xc} (10)^3 \quad \text{Ec. (F.5-1)}$$

Siendo el ala compacta se alcanza la tensión de Fluencia F_{yf} por lo que el Momento Nominal resulta mayor que para el Estado Límite de Pandeo Lateral-torsional.

De III-1, III-2 y III-3 la menor tensión Crítica y por ende el menor Momento Nominal corresponden al Estado Límite de Pandeo Lateral-torsional.

La Resistencia Nominal es $M_n = 857,2 \text{ MPa}$

La Resistencia de Diseño a Flexión es (Sección F.1):

$$M_d = f_b \cdot M_n = 0,9 \times 857,2 = \underline{771,4 \text{ kNm}} > M_u = 740 \text{ kNm} \quad \text{VERIFICA A FLEXIÓN}$$

CORTE

Según Sección G.1 $V_d = f_v V_n$ Ec. (G.1-1)

Según Sección G.2.1 $V_n = 0,6 \cdot F_{yw} \cdot A_w \cdot C_v \cdot (10)^{-1}$ Ec. (G.2-1)

Cuando $(h/t_w) > 613 \sqrt{k_v / F_{yw}}$ $C_v = \frac{302.000 k_v}{(h/t_w)^2 F_{yw}}$ Ec. (G.2-5)*

$(95/0,476) = 199,5 > 613 \sqrt{5/235} = 89,41$ $C_v = \frac{302.000 \times 5}{(199,5)^2 \times 235} = 0,161$

$V_n = 0,6 \times 235 \times 95 \times 0,476 \times 0,161 \times 0,1 = 102,9 \text{ kN}$ y la Resistencia de Diseño es:

$V_d = \phi_v V_n = 0,9 \times 102,9 \text{ kN} = 92,7 \text{ kN} < V_u = 203 \text{ kN}$ **NO VERIFICA**

Desde el apoyo hasta una sección ubicada entre los puntos de aplicación de las carga P_2 y P_1 el corte requerido supera la resistencia al corte de la sección. **Para aumentarla se colocarán rigidizadores transversales.**

Se ubica la sección desde donde el corte requerido es igual o menor a la Resistencia de Diseño ($V_u \leq V_d$) :

$x_1 = 2,50 + (104,4 - 92,7)/7,44 = 4,08 \text{ m} = 408 \text{ cm}$

En el tramo central de la viga entre las secciones ubicadas a 408 cm desde cada apoyo no es necesario colocar rigidizadores (Sección G.2.2)

Por razones prácticas se plantea para todo el tramo donde se colocarán rigidizadores igual separación entre ellos. Por ello se determinará la separación necesaria a_{\min} con el corte máximo.

$V_{\text{nec}} = \frac{V_u}{f_v} = \frac{203}{0,9} = 225,6 \text{ kN}$ Se hace $V_n = 225,6 \text{ kN} = 0,6 \cdot F_{yw} \cdot A_w \cdot C_v \cdot (10)^{-1}$ (Ej. 14-3)

Remplazando en la Ecuación (Ej.14-3) el valor de C_v dado por la Ecuación (G.2-5)* y despejando el k_v resulta:

$$k_v = \frac{\frac{2}{3} \frac{h}{t_w} \frac{V_n}{A_w}}{18120 \times A_w} = \frac{\frac{2}{3} \frac{95}{0,476} \frac{225,6}{18120 \times 95 \times 0,476}}{18120 \times 95 \times 0,476} = 10,96$$

siendo:

$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$ Ec. (G.2-6) $\Rightarrow 10,96 = 5 + \frac{5}{(a/95)^2} \Rightarrow a_{\min} = 87 \text{ cm}$

A los fines de hacer coincidir un rigidizador con la ubicación de la carga P_2 se divide el tramo de 250 cm en tres partes.

Resulta $a = 250/3 = 83,33 \text{ cm} < a_{\min} = 87 \text{ cm}$

Se adopta $a = 83,33 \text{ cm}$

Con **dos paños** mas rigidizados se llega a una sección ubicada a

$x_a = 250 + 2 \times 83,33 = 417 \text{ cm} > x_1 = 408 \text{ cm}$

VERIFICA ZONA RIGIDIZADA

Dimensionamiento de los rigidizadores transversales (Sección G.2.2)

Se colocaran los rigidizadores de un lado del alma.

$$\text{Para Corte} \Rightarrow I_{st} \cong a \times t_w^3 \times j \quad \text{Ec. (G.2-7)}$$

$$j = \frac{2,5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} - 2 = \frac{2,5}{\frac{83,33}{95} \cdot \frac{0,2}{0}} - 2 = 1,25 > 0,5 \quad \text{P} \quad j = 1,25 \quad \text{Ec. (G.2-8)}$$

$$I_{st} \cong 83,33 \times (0,476)^3 \times 1,25 = 11,24 \text{ cm}^4 \quad I_{st} = (h_{st}^3 \cdot t_{st})/3$$

$$\text{fijando } t_{st} = 0,476 \text{ cm} \Rightarrow h_{st} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot I_{st}}{t_{st}}} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 11,24}{0,476}} = 4,14 \text{ cm}$$

Se adoptan

Rigidizadores $h_{st} = 5 \text{ cm}$ (2^2) $t_{st} = 0,476 \text{ cm}$ c/ $83,33 \text{ cm}$

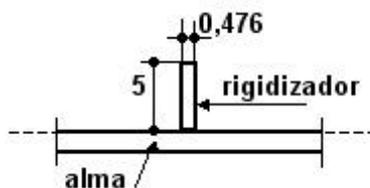


Figura Ej.14-9

CARGAS CONCENTRADAS (Sección J.10)

Se debe verificar en dos secciones la acción de cargas concentradas:

- (1) Apoyo
- (2) En Tramo la sección donde actúa P_2

(1) APOYO

Debido a la reacción de apoyo de la viga deben verificarse los siguientes Estados Límites:

(1-a) Fluencia local del alma (Sección J.10.2)

$$P_u = 203 \text{ kN} \quad (\text{reacción})$$

$$R_n = (2,5k + N) \times F_{yw} \times t_w \times (10^{-1}) \quad \text{Ec. (J.10-3)}$$

Considerando que la viga V_3 apoya 20 cm en el Tabique.

$$\left. \begin{array}{l} N = 20 \text{ cm} \\ k = t_f + 0,5 \end{array} \right\} R_n = (2,5 \times 2,08 + 20) \times 235 \times 0,476 \times (10^{-1}) = 282,1 \text{ kN}$$

$$\text{Resistencia de Diseño } R_d = \phi \cdot R_n = 1 \times 282,10 \text{ kN} = 282,1 > P_u = 203 \text{ kN} \quad \text{P} \quad \text{VERIFICA}$$

(1-b) Pandeo localizado del alma (Sección J.10.3 - caso b)

$P_u = 203 \text{ kN}$ (reacción)

$$\frac{N}{d} = \frac{20}{98,176} = 0,204 > 0,2$$

$$R_n = 17,9 t_w^2 \times \left[1 + \frac{4 \times N}{d} \right] - 0,2 \frac{t_w}{t_f} \sqrt{F_{yw} \cdot t_f} \quad \text{Ec. (J.10-5b)*}$$

$$R_n = 17,9 \times (0,476)^2 \times \left[1 + \frac{4 \times 20}{98,176} \right] - 0,2 \frac{0,476}{1,588} \sqrt{235 \times 1,588} = 125,02 \text{ kN}$$

Resist. de diseño $R_d = \phi \cdot R_n = 0,75 \times 125,02 = 93,8 \text{ kN} < P_u = 203 \text{ kN}$ **NO VERIFICA**

Se deben colocar rigidizadores . Se aplica la Sección J.10.8 (Figura Ej. 14-10)

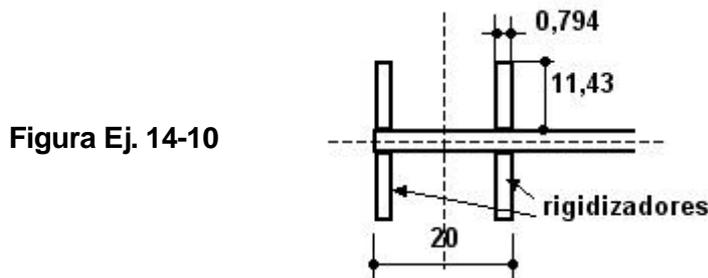
$$(1) \quad h_{st} + \frac{t_w}{2} \cong \frac{1}{3} \cdot b_f \quad \Rightarrow \quad h_{stmin} = \frac{1}{3} \cdot b_f - \frac{t_w}{2} = \frac{1}{3} \times 35 - \frac{0,476}{2} = 11,43 \text{ cm}$$

Se adopta $h_{st} = 11,43 \text{ cm}$ (4 1/2 ")

$$(2) \quad t_{st} \cong \frac{t_f}{2} \quad \Rightarrow \quad t_{stmin} = \frac{1,588}{2} = 0,794$$

Se adopta $t_{st} = 0,794 \text{ cm}$ (5/16")

$$\frac{h_{st}}{t_{st}} \leq 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} = 0,56 \times \sqrt{\frac{200000}{235}} = 16,33 \quad \Rightarrow \quad \frac{11,43}{0,794} = 14,4 < 16,33 \quad \text{VERIFICA}$$

**Verificación de los rigidizadores como columnas**

Aplicación de la Sección J.10.8 y Secciones E.1 y E.3.
Para rigidizador extremo.

Longitud de pandeo $k \cdot h = 0,75 \times 95 = 71,25 \text{ cm}$

Area transversal: $A_g = (11,43 \times 0,794) \times 2 + 12 \times 0,476 \times 0,476 = 20,87 \text{ cm}^2$

Momento de inercia $I = \frac{(11,43 \times 2 + 0,476)^3 \times 0,794}{12} = 840,8 \text{ cm}^4$

$$\text{Radio de giro} \quad r = \sqrt{\frac{I}{A_g}} = \sqrt{\frac{840,8}{20,87}} = 6,35$$

$$l_c = \frac{1}{p} \sqrt{\frac{F_y \cdot k \cdot h \cdot \phi}{E \cdot r}} = \frac{1}{p} \sqrt{\frac{235 \cdot 71,25 \cdot \phi}{200000 \cdot 6,35}} = 0,123 < 1,5$$

$$F_{cr} = (0,658^{1/c}) \cdot F_y = (0,658)^{0,123^2} \cdot 235 = 233,5 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \cdot (10^{-1}) = 233,5 \times 20,87 \times (10^{-1}) = 487,3 \text{ kN}$$

Resistencia de Diseño:

$$P_d = \phi_c \cdot P_n = 0,85 \times 487,3 \text{ kN} = 414,2 \text{ kN} > P_u = (203/2) = 101,5 \text{ kN} \Rightarrow \quad \text{VERIFICA}$$

(2) TRAMO

La fuerza P_{u2} está actuando sobre el ala inferior de la viga. Corresponde analizar:

(2-a) Flexión local del ala (Sección J.10.1)

$$P_u = 80 \text{ kN}$$

$$R_n = 0,625 \cdot t_f^2 \cdot F_y = 0,625 \times 1,588^2 \times 235 = 370,3 \text{ kN}$$

$$\text{La Resistencia de Diseño } R_d = \phi \cdot R_n = 0,9 \times 370,3 = 333,3 \text{ kN} > P_u = 80 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA}$$

En base a lo desarrollado se adopta para la V_3 el siguiente esquema de rigidizadores transversales.

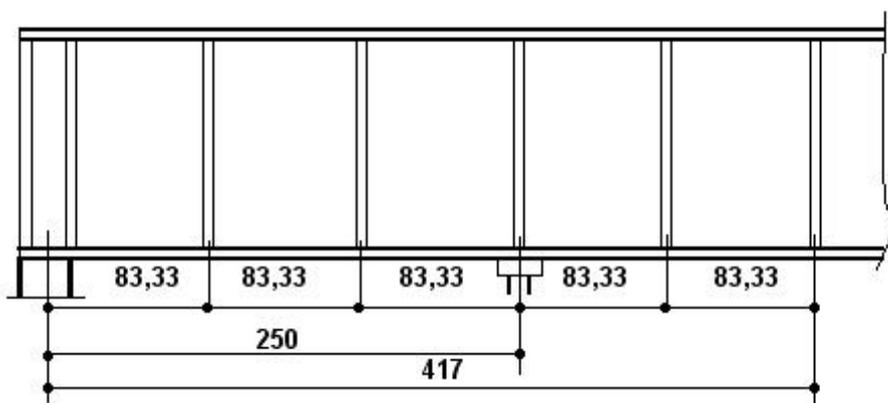


Figura Ej. 14-11

El esquema general de la estructura del entepiso para el caso I-B (entepiso no provee arriostamiento lateral) se muestra en la Figura 14-12

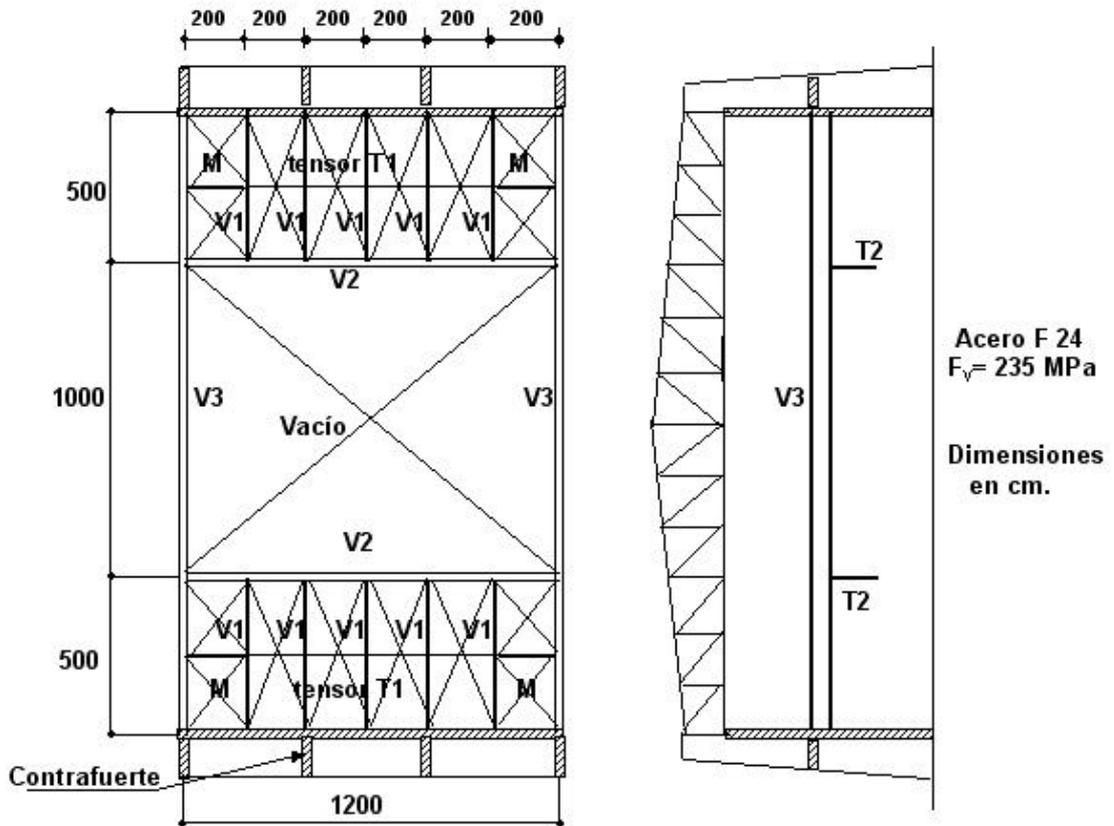


Figura Ej. 14-12

M actúa como montante ante el pandeo lateral de **V1** y **V3**

T1 es un tensor para acortar la longitud lateralmente no arriestrada de **V2**

tensor limita la longitud no arriestrada de **V1**

Las vigas **V1** deben tomar la compresión generada por el pandeo lateral de **V2** y transmitirla a los contrafuertes.

Para obtener la fuerza de compresión que deben tomar las vigas **V1** se aplican las especificaciones del Apéndice 6, Sección 6.3.1(a)

$$P_{br} = [0,008 \cdot M_u \cdot C_d \cdot (10)^2] / h_o = [0,008 \times 280,8 \times 1 \times 100] / 65,794 = 3,42 \text{ kN}$$

- Hay que verificar la **V1** para el caso I-B sometida a flexo compresión con el Capítulo H, Sección H.1.1.

$$M_u = 37,5 \text{ kNm} \quad P_u = 3,42 \text{ kN} \quad M_d = 37,91 \text{ kNm}$$

Se determina la Resistencia de Diseño a compresión de la Viga **V1**.(IPN 180)

$$kL_y = 500/2 = 250 \text{ cm} \quad kL_x = 500 \text{ cm} \quad r_y = 1,71 \text{ cm} \quad r_x = 7,2 \text{ cm}$$

$\lambda_y = (250/1,71) = 146,2 > 69,4 = \lambda_x = (500/7,2)$ Manda pandeo alrededor de y-y

$$I_{cy} = \frac{1}{p} \times 146,2 \times \sqrt{\frac{235}{200000}} = 1,6 > 1,5 \quad F_{cr} = \frac{0,877}{1,6^2} \times F_y = \frac{0,877}{1,6^2} \times 235 = 80,5 \text{ MPa}$$

$$P_d = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_g \cdot (10)^{-1} = 0,85 \times 80,5 \times 27,9 \times 0,1 = 190,9 \text{ kN}$$

$$P_u / \phi_c P_n = 3,42 / 190,9 = 0,02 < 0,2$$

$$\frac{P_u}{2 \times \phi \times P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi \times f_b \times M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{f_b \times M_{ny}} \leq 1,0 \quad \text{Ec. (H.1-1b)}$$

$$\frac{3,42}{2 \times 190,9} + \frac{37,5}{37,91} + 0 = 0,998 < 1,0 \quad \text{VERIFICA}$$

El tensor debe tomar ambas alas del Perfil IPN 180. (ver Figura Ej. 14-13)

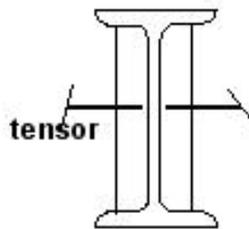


Figura Ej. 14-13

EJEMPLO N° 15

Proyecto de Viga sometida a flexión y corte utilizando rigidizadores con acción del campo a tracción. Aplicación Capítulos **B, F, G, J** y **Anexo 1**.

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 $F_y = 235$ MPa

Acciones nominales : $P_D = 210$ kN $g_D = 30$ kN/m
 $P_L = 85$ kN $g_L = 15$ kN/m

Aplicando Sección B.2.2. La Combinación crítica es (B.2-2): $(1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L)$

$$P_u = 1,2 \times 210 + 1,6 \times 85 = 388 \text{ kN}$$

$$q_u = 1,2 \times 30 + 1,6 \times 15 = 60 \text{ kN/m}$$

Las solicitaciones requeridas de Momento y Corte son:

Momento Requerido	$M_u = 3410$ kN m
Corte Requerido	$V_u = 808$ kN

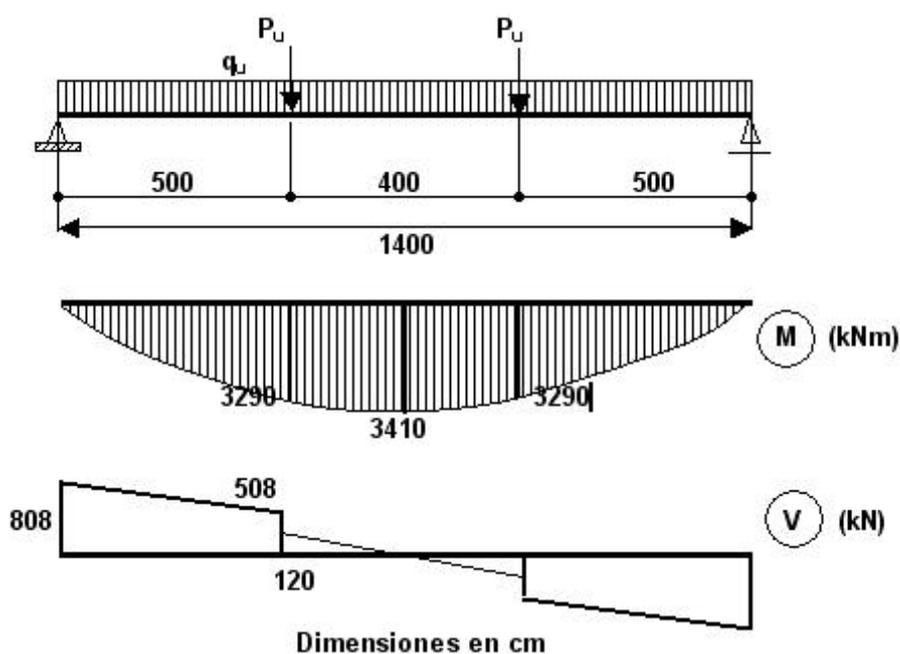
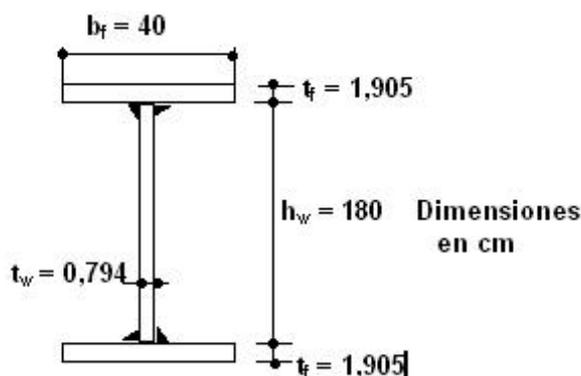


Figura Ej.15-1

(A).- PREDIMENSIONADO

Se propone la sección indicada en la Figura Ej.15-2 y se verifica si es adecuada para resistir las solicitaciones requeridas:



$$\begin{aligned} A_w &= 142,92 \text{ cm}^2 \\ A_f &= 76,2 \text{ cm}^2 \\ A_g &= 295,32 \text{ cm}^2 \\ I_x &= 1.646.637 \text{ cm}^4 \\ S_x &= 17.917 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Figura Ej.15-2

(B).- RESISTENCIA A FLEXIÓN

Se aplican Capítulo B, Capítulo F y Anexo 1.

Se verifica la compacidad del ala . Se aplica Tabla B.4.1b (*) - caso 12

$$l_f = \frac{b_f / 2}{t_f} = \frac{40 / 2}{1,905} = 10,5 < 11,09 = l_p = \frac{170}{\sqrt{F_y}} = \frac{170}{\sqrt{235}} \Rightarrow \text{ala compacta}$$

Se verifica la compacidad del alma Se aplica Tabla B.4.1b (*) - caso 16

$$l_w = \frac{h_w}{t_w} = \frac{180}{0,794} = 226,7 > 166,34 = l_r = \frac{2550}{\sqrt{F_y}} = \frac{2550}{\sqrt{235}} \Rightarrow \text{alma esbelta}$$

Corresponde aplicar Sección F.5.

Limitaciones (Sección F.13.2). Ecuaciones (F.13-3)* y (F.13-4)*.

Para $a/h \leq 1,5$ $\frac{h}{t_w} = \frac{180}{0,794} = 226,7 < 342,5 = 5250 \times \sqrt{\frac{1}{235}} = 5.250 \cdot \sqrt{\frac{1}{F_{yf}}}$ VERIFICA

Para $a/h > 1,5$ $\frac{h}{t_w} = 226,7 < 335 = \frac{96.000}{\sqrt{235(235 + 114)}} = \frac{96.000}{\sqrt{F_{yf}(F_{yf} + 114)}}$ VERIFICA

Como se emplearán rigidizadores transversales no corresponde $h/t_w \leq 260$.

Estados Límites (Sección F.5)

Siendo sección simétrica no se analiza el Estado Límite de Fluencia del Ala traccionada.

B- 1) Estado Límite de Pandeo del ala comprimida (Sección F.5.3)

Siendo el ala compacta ($I_f \leq I_{pf}$) no es aplicable el Estado Límite

B- 2) Estado Límite de Pandeo lateral Torsional (Sección F.5.2)

(a) Tramo extremo. $L_b = 500$ cm

$$M_n = R_e R_{pg} F_{cr} S_{xc} (10)^{-3} \quad \text{Ec. (F.5-2)}$$

$$R_e = 1,0$$

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 300a_w} \frac{h_c}{t_w} - 2.550 \sqrt{\frac{1}{F_{cr}}} \leq 1,0 \quad \text{Ec. (F.5-6)*}$$

$$h_c = 180 \text{ cm (sección doble simetría)}$$

$$h_o = 180 + 1,905 = 181,905 \text{ cm}$$

$$d = 180 + 2 \times 1,905 = 183,81 \text{ cm}$$

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} = \frac{180 \times 0,794}{40 \times 1,905} = 1,876 < 10$$

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \frac{h_o}{d} + \frac{a_w}{6} \frac{h^2}{h_o d}}} = \frac{40}{\sqrt{12 \frac{181,905}{183,81} + \frac{1,876}{6} \times \frac{180^2}{181,905 \times 183,81}}} = 10,154 \text{ cm Ec. (F.4-10)}$$

$$L_p = 492 r_t \sqrt{\frac{1}{F_{yf}}} = 492 \times 10,154 \times \sqrt{\frac{1}{235}} = 325,9 \text{ cm} \quad \text{Ec. (F.5-5a)}$$

$$L_r = 1.405 r_t \sqrt{\frac{1}{F_{yf} - F_r}} = 1.405 \times 10,154 \times \sqrt{\frac{1}{235 - 114}} = 1.297,1 \text{ cm} \quad \text{Ec. (F.5-5a)*}$$

Resulta $L_p = 325,9 \text{ cm} < L_b = 500 \text{ cm} < L_r = 1297,1 \text{ cm}$

Se determina C_b



$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_A + 4M_b + 3M_C}$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 3290}{2,5 \times 3290 + 3 \times 963,1 + 4 \times 1832,5 + 3 \times 2608,1} = 1,57$$

$$F_{cr} = C_b \left[F_{yf} - (F_{yf} - F_r) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] F_{yf} \quad \text{Ec. (F.5-3)}$$

$$F_{cr} = 1,57 \times 235 - (235 - 114) \frac{500 - 325,9}{1297,1 - 325,9} = 334,9 \text{ MPa} > 235 \text{ MPa}$$

Luego resulta la tensión crítica del ala para Pandeo Lateral-torsional $F_{cr} = 235 \text{ MPa} = F_{yf}$

$$R_{pg} = 1 - \frac{1,876}{1200 + 300 \times 1,876} \frac{180}{0,794} - 2,550 \sqrt{\frac{1}{235}} = 0,936 < 1,0 \quad \text{D} \quad R_{pg} = 0,936 \quad \text{Ec. (F.5-6)*}$$

La Resistencia Nominal para el Estado Límite analizado resulta

$$M_n = R_e R_{pg} F_{cr} S_{xc} (10)^3 = 1 \times 0,936 \times 235 \times 17,917 \times 0,001 = \underline{3941 \text{ kNm}} \quad \text{Ec. (F.5-2)}$$

- Resistencia de Diseño

$$M_d = \phi \cdot M_n = 0,9 \times 3941 \text{ MPa} = 3546,9 \text{ kN m} > M_u = 3290 \text{ kN m} \quad \text{D} \quad \text{VERIFICA}$$

(b) Tramo central. $L_b = 400 \text{ cm}$

Respecto del tramo extremo varían C_b y L_b con lo que cambia la tensión crítica

Se adopta $C_b = 1,0$ por ser el diagrama M en el tramo central prácticamente uniforme

$$F_{cr} = C_b \left[F_{yf} - (F_{yf} - F_r) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] F_{yf} \quad \text{Ec. (F.5-3)}$$

$$F_{cr} = 1 \times 235 - (235 - 114) \frac{400 - 325,9}{1297,1 - 325,9} = 225,8 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa}$$

Luego resulta la tensión crítica del ala para Pandeo Lateral-torsional $F_{cr} = 225,8 \text{ MPa} < F_{yf}$

$$R_{pg} = 1 - \frac{1,876}{1200 + 300 \times 1,876} \frac{180}{0,794} - 2,550 \sqrt{\frac{1}{225,8}} = 0,94 < 1,0 \quad \text{D} \quad R_{pg} = 0,94 \quad \text{Ec. (F.5-6)*}$$

La Resistencia Nominal para el Estado Límite analizado resulta

$$M_n = R_e R_{pg} F_{cr} S_{xc} (10)^3 = 1 \times 0,94 \times 225,8 \times 17,917 \times 0,001 = \underline{3803 \text{ kNm}} \quad \text{Ec. (F.5-2)}$$

- Resistencia de Diseño

$$M_d = \phi \cdot M_n = 0,9 \times 3803 \text{ MPa} = 3422,7 \text{ kN m} > M_u = 3410 \text{ kN m} \quad \text{D} \quad \text{VERIFICA}$$

B- 3) Estado Límite de Fluencia del ala comprimida (Sección F.5.1)

$$M_n = R_e R_{pg} F_{yf} S_{xc} (10)^3 \quad \text{Ec. (F.5-1)}$$

Siendo el ala compacta se alcanza la tensión de Fluencia F_{yf} por lo que el Momento Nominal resulta mayor que para el Estado Límite de Pandeo Lateral-torsional. **VERIFICA**

Se calcula $k_v = 5 + \frac{5}{(a/h_w)^2} = 5 + \frac{5}{(200/180)^2} = 9,05$ Ec. (G.2-6)

Se determinan los valores límites de la relación (h_w/t_w) para calcular el Coeficiente C_v :

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{180}{0,794} = 226,7 > 120,3 = 613 \sqrt{k_v / F_{yw}} = 613 \sqrt{9,05 / 235}$$

resulta $C_v = \frac{302.000 k_v}{(h/t_w)^2 F_{yw}} = \frac{302.000 \times 9,05}{(180/0,794)^2 \times 235} = 0,226$ Ec. (G.2-5)*

Aplicando Sección G.3.2 – caso (b).

Para $\frac{h}{t_w} > 492 \sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}}$ $\frac{180}{0,794} = 226,7 > 96,55 = 492 \sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}} = 492 \sqrt{\frac{9,05}{235}}$

La Resistencia Nominal con acción de campo a tracción es:

$$V_n = 0,6 \cdot A_w \cdot F_{yw} \cdot \left(C_v + \frac{1 - C_v}{1,15 \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right) \cdot (10^{-1})$$
 Ec. (G.3-2)*

$$V_n = 0,6 \times 180 \times 0,794 \times 235 \times 0,226 + \frac{1 - 0,226}{1,15 \sqrt{1 + (200/180)^2}} \times (10^{-1}) = 1362,7 \text{ kN}$$

La Resistencia de Diseño es:

$$V_d = \phi \cdot V_n = 0,9 \times 1362,7 = 1226,4 \text{ kN} > V_u = 748 \text{ kN} \text{ } \text{D VERIFICA } \text{D } a = 200 \text{ CORRECTO}$$

- Se prueba con una separación mayor para ver si también verifica:

Se propone $a = 400 \text{ cm}$

Se verifica $(a/h_w) = 2,222 < 3$ o $\frac{a}{h_w} = \frac{400}{180} = 2,222 > \frac{260}{\hat{e}} \frac{\hat{u}}{\hat{u}} = \frac{260}{\hat{e}} \frac{\hat{u}}{\hat{u}} = 1,31$

Al no satisfacerse la segunda condición **NO puede utilizarse la resistencia del campo a tracción** (Sección G.3.1). (Se aplica Sección G.2.1)

Resulta $k_v = 5$

Se determinan los valores límites de la relación $\frac{h}{t_w}$ para calcular el Coeficiente C_v :

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{180}{0,794} = 226,7 > 89,4 = 613 \sqrt{k_v / F_{yw}} = 613 \sqrt{5 / 235}$$

$$\text{resulta } C_v = \frac{302.000 k_v}{(h/t_w)^2 F_{yw}} = \frac{302.000 \times 5}{(180/0,794)^2 \times 235} = 0,125 \quad \text{Ec. (G.2-5)*}$$

La Resistencia Nominal es :

$$V_n = 0,6 \times A_w \times F_{yw} \times C_v \times (10^{-1}) \quad \text{Ec. (G.2-1)}$$

$$V_n = 0,6 \times 235 \times (180 \times 0,794) \times 0,125 \times 0,1 = 251,9 \text{ kN}$$

La Resistencia de Diseño es:

$$V_d = \phi \cdot V_n = 0,9 \times 251,9 = 226,71 \text{ kN} < V_{u1} = 748 \text{ kN} \quad \text{NO VERIFICA}$$

a = 400 NO es CORRECTO

- Luego se adopta a = 200 cm para los rigidizadores interiores

En la Figura Ej.15-3 está indicada la distribución de los rigidizadores:

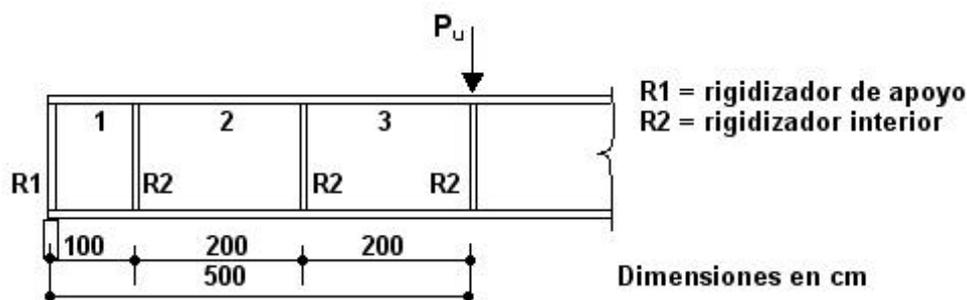


Figura Ej.15-3

- **Verificación de la interacción entre flexión y corte**

Aplicación Sección G.7. Se verifica en paneles que desarrollan la acción del Campo a tracción.

Corresponde verificar interacción si:

$$y \quad \begin{aligned} 0,6 f \cdot V_n \leq V_u \leq f \cdot V_n & \quad (f = 0,90) \\ 0,75 f \cdot M_n \leq M_u \leq f \cdot M_n & \quad (f = 0,90) \end{aligned}$$

- Se verifica la Ecuación de interacción en el **panel 3** con los máximos M_u y V_u correspondientes al panel:

$$V_u = 808 - (1 + 2) \times 60 = 628 \text{ kN} \quad M_u = 3290 \text{ kNm}$$

$$\text{Resulta } 0,6 \times 1226,4 = 735,8 \text{ kN} > V_u = 628 \text{ kN}$$

y

$$0,75 \times 3546,9 = 2660 \text{ kNm} < M_u = 3290 \text{ kNm}$$

No se cumplen las dos condiciones simultáneamente

NO corresponde verificar interacción flexión y corte en el Panel 3

- Se verifica la Ecuación de interacción en el **panel 2** con los máximos M_u y V_u correspondientes al panel:

$$V_u = 808 - 1 \times 60 = 748 \text{ kN}$$

$$M_u = 2154 \text{ kNm}$$

Resulta $0,6 \times 1226,4 = 735,8 \text{ kN} < V_u = 748 \text{ kN}$

y

$$0,75 \times 3546,9 = 2660 \text{ kNm} > M_u = 2154 \text{ kNm}$$

No se cumplen las dos condiciones simultáneamente

NO corresponde verificar interacción flexión y corte en el Panel 2

(D).- Proyecto de los rigidizadores

- $R_1 =$ Rigidizador de Apoyo

Se aplica la Sección J.10.8. Se propone la sección indicada en la Figura Ej.15-4

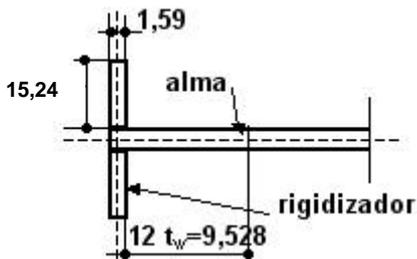


Figura Ej.15-4

Condiciones de Sección J.10.8.

- Ancho del rigidizador:

$$h_{st} + t_{w/2} = 15,24 + 0,794/2 = 15,64 \text{ cm} > (b_f / 3) = (40/3) = 13,33$$

- $\frac{15,24}{1,59} = 9,6 < 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \frac{250}{\sqrt{235}} = 16,3$

- $t_{st} = 1,59 > (t_f/2) = (1,905/2) = 0,953$

Se verifica como columna en la sección extrema (Apoyo) que es la más crítica.

$$A_{st} = 2 \times 15,24 \times 1,59 + 12 \times 0,794 \times 0,794 = 56,03 \text{ cm}^2$$

$$I_{stx} = \frac{1,59 \times (15,24 \times 2 + 0,794)^3}{12} = 4052,9 \text{ cm}^4$$

$$r_{st} = \sqrt{\frac{I_{stx}}{A_{st}}} = \sqrt{\frac{4052,9}{56,03}} = 8,50 \text{ cm}$$

Aplicamos Capítulo E. Secciones E.1 y E.3.

$$l_c = \frac{1}{p} \sqrt{\frac{F_y \cdot k \cdot h}{E \cdot r}} = \frac{1}{p} \sqrt{\frac{235 \cdot 0,75 \cdot 180}{200000 \cdot 8,50}} = 0,173 < 1,5$$

$$F_{cr} = (0,658^{l_c^2}) \cdot F_y = (0,658)^{0,173^2} \cdot 235 = 232,1 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \cdot (10^{-1}) = 232,1 \cdot 56,03 \cdot (10^{-1}) = 1300 \text{ kN}$$

Resistencia de Diseño:

$$P_d = \phi_c \cdot P_n = 0,85 \cdot 1300 \text{ kN} = 1105 \text{ kN} > V_u = 808 \text{ kN} \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

Se adoptan rigidizadores de apoyo a ambos lados del alma de 1,59 cm x 15,24 cm (5/8"x6")

- $R_2 =$ Rigidizador Interior

Aplicamos Capítulo G: Sección G.2.2 y Sección G.3.3

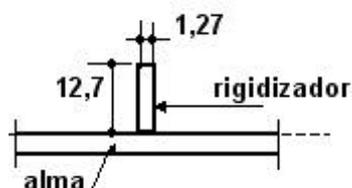


Figura Ej.15-5

Por Sección G.2.2.

$$I_{st} \cong a \cdot t_w^3 \cdot j \quad \text{Ec. (G.2-7)}$$

$$j = \frac{2,5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} - 2 = \frac{2,5}{\left(\frac{100}{180}\right)^2} - 2 = 6,1 > 0,5 \quad \text{P} \quad j = 6,1 \quad \text{Ec. (G.2-8)}$$

$$I_{st} \cong 100 \cdot (0,794)^3 \cdot 6,1 = 305,35 \text{ cm}^4 \quad I_{st} = (h_{st}^3 \cdot t_{st})/3$$

$$\text{fijando } t_{st} = 1,27 \text{ cm} \Rightarrow h_{st} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot I_{st}}{t_{st}}} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 305,35}{1,27}} = 9 \text{ cm}$$

Se adoptan Rigidizadores de un lado del alma con:

$h_{st} = 12,7$ (5") $t_{st} = 1,27$ cm (1/2") con separación mostrada en Figura Ej. 15-3

Por Sección G.3.3 deberán cumplir por acción del campo a tracción :

$$\frac{h_{st}}{t_{st}} = \frac{12,7}{1,27} = 10 < \frac{250}{\sqrt{235}} = 16,30 \quad \text{Ec. (G.3-3)*}$$

$$I_{st} \geq I_{st1} + (I_{st2} - I_{st1}) \frac{V_u - V_{d1}}{V_{d2} - V_{d1}} \quad \text{Ec. (G.3-4)}$$

$$I_{st1} = 305,35 \text{ cm}^4$$

$$I_{st2} = \frac{h_{st}^4 r_{st}^{1,3} F_{yw}}{40 E} = \frac{180^4 \times 1^{1,3} \times 235}{40 \times 200000} = 1057,03 \text{ cm}^4 \quad \text{Ec. (G.3-5)}$$

$$V_u = 808 \text{ kN}$$

$$V_{d1} = 0,9 \times 0,6 \times 180 \times 0,794 \times 235 \times 0,226 \times 0,1 = 409,9 \text{ kN}$$

$$V_{d2} = 1226,4 \text{ kN}$$

$$I_{st} \geq 305,35 + (1057,03 - 305,35) \frac{808 - 409,9}{1226,4 - 409,9} = 671,85 \text{ cm}^4$$

$$I_{st} = (h_{st}^3 \cdot t_{st})/3 = (12,7^3 \times 1,27)/3 = 867,1 \text{ cm}^4 > 671,85 \text{ cm}^4$$

VERIFICA

(E).- Verificación a Carga concentrada (P_u = 388 kN). (Sección J.10)

Se aplica sobre el ala superior de la viga. Se deben verificar los siguientes Estados Límites

- **Fluencia local del Alma** (Sección J.10.2)

Suponemos que la longitud de aplicación de la carga N = 12 cm

$$k = 1,905 \text{ cm} + 0,5 \text{ cm} = 2,405 \text{ cm}$$

$$R_n = (5k + N) \cdot F_{yw} \cdot t_w \cdot (10)^{-1} = (5 \times 2,405 + 12) \times 235 \times 0,794 \times 0,1 = 448,3 \text{ kN} \quad \text{Ec. (J.10-2)}$$

La Resistencia de Diseño es:

$$R_d = \phi \cdot R_n = 1 \cdot 448,3 \text{ kN} = \underline{448,3 \text{ kN}} > P_u = 388 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA}$$

- **Pandeo localizado del Alma** (Sección J.10.3, caso (a))

$$R_n = 35,8 t_w^2 \left[1 + 3 \frac{N}{d} \frac{t_w}{t_f} \right] \sqrt{F_{yw} \cdot t_f} \quad \text{Ec. (J.10-4)*}$$

$$R_n = 35,8 \times 0,794^2 \left[1 + 3 \frac{12}{183,81} \frac{0,794}{1,905} \right] \sqrt{235 \times 1,905} = 564,2 \text{ kN}$$

$$\text{La Resistencia de Diseño es: } R_d = \phi \cdot R_n = 0,75 \times 564,2 = \underline{423,1 \text{ kN}} > P_u = 388 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA}$$

- **Pandeo lateral del Alma** . (Sección J.10.4(b))

$$(h/t_w)/(L/b_f) = (180/0,794)/(1400/40) = 6,48 \quad \text{no es aplicable el estado límite.}$$

- **En base a las verificaciones anteriores 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 2** (Figura Ej.15-3).

(F).– Unión soldada ala-alma

Aplicación Capítulo J, Sección J.2.

Se dimensiona la soldadura solamente con el flujo de corte.

- Flujo de cortante a través de la soldadura:

$$V_u = 808 \text{ kN}$$

$$F = \frac{V_u}{I_x} \times A_f \times \frac{eh}{e} + \frac{t_f \ddot{o}}{2 \theta} = \frac{808}{1.646.637} \times (40 \times 1.905) \times \frac{90}{e} + \frac{1.905 \ddot{o}}{2 \theta} = 3,40 \text{ kN/cm}$$

(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.

lado mínimo (Tabla J.2-4) $d = 6 \text{ mm}$

Espesor de la garganta $e_g = \frac{d}{\sqrt{2}}$ $d = \text{lado de la soldadura}$ $e_g = \text{espesor de garganta}$

- Esfuerzo en la soldadura

$$f_s = \frac{F}{e_g} \cdot 10 = \frac{3,40}{d/\sqrt{2}} \times 10 = \frac{48,1}{d} \text{ MPa/cm}$$

- Capacidad de la soldadura (Tabla J.2-5)

$$F_s = f \times 0,6 \times F_{EXX} = 0,60 \times 0,6 \times 480 = 172,8 \text{ MPa por cada filete}$$

Para 2 filetes = $2 F_s$

Igualando:

$$f_s = 2 \cdot F_s \quad \Rightarrow \quad \frac{48,1}{d} \text{ MPa/cm} = 2 \times 172,8 \text{ MPa}$$

$$d = 0,14 \text{ cm} = 1,4 \text{ mm} \quad \text{D} \quad \underline{\text{Se adopta } d = 4 \text{ mm}}$$

EJEMPLO N° 16

Viga columna sometida a flexión disimétrica y axil. Aplicación Capítulos **B, C, E, F, H** y **Anexo 1**.

Enunciado:

Verificar la viga-columna de sección cajón propuesta sometida a compresión axil y a flexión en dos direcciones.

La sección adoptada y las solicitaciones requeridas determinadas por el **MAD** (Sección C.2) se indican en la Figura Ej.16-1. Se incluyen los efectos de Segundo Orden. Acero de $F_y = 235$ 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.3) $k_x = k_y = 1$.

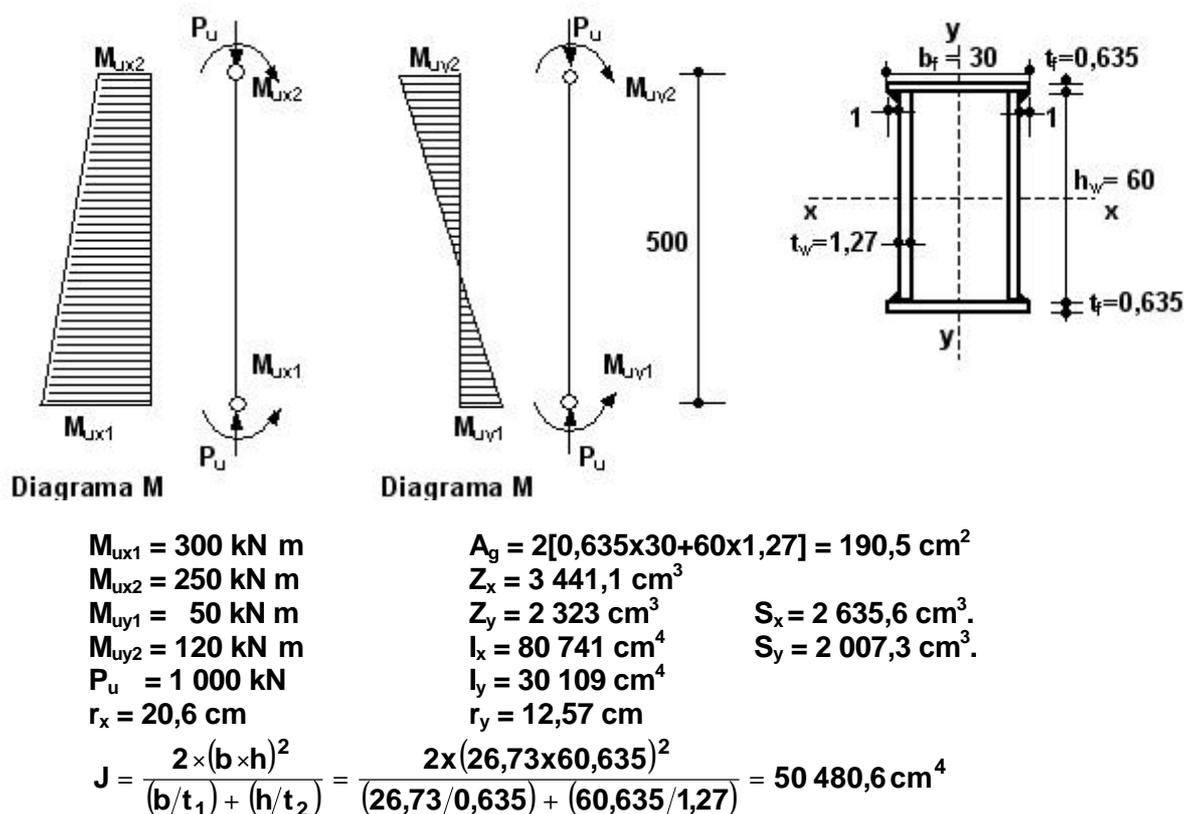


Figura Ej.16-1

Se debe verificar la ecuación de Interacción **H.1-1a** o **H.1-1b** para flexocompresión (Sección H.1.1).

Se determinarán las **Resistencias Nominales** a **compresión axil** (Capítulo E) y a **flexión** en las dos direcciones (Capítulo F).

I – RESISTENCIA NOMINAL A FLEXIÓN ALREDEDOR DE “x”

I –a – Pandeo local de ala

Tabla B-4-1b (*) - Caso 19

b según Sección B.4.1(b) (c) $b = 30 - 1 \times 2 = 28 \text{ cm}$

$$l = \frac{b}{t} = \frac{28}{0,635} = 44,1 \qquad l_r = \frac{665}{\sqrt{F_y}} = \frac{665}{\sqrt{235}} = 43,4$$

$$l > l_r \Rightarrow \text{Ala esbelta} \Rightarrow \text{Sección F.7.3} \qquad F_{cr} = \frac{S_{eff}}{S_x} \times F_y \qquad \text{Ec. (F.7-15)}$$

Se determinar S_{eff} . Se aplica Sección E.7.2.

Cuando $\frac{b}{t} > \frac{665}{\sqrt{f}}$ corresponde

$$b_e = 855 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{1}{f}} \cdot \left[1 - \frac{150}{\frac{665}{\sqrt{f}} \cdot \frac{b}{t}} \right] \cdot \sqrt{\frac{1}{f}} \cdot b \qquad \text{Ec. (E.7-17)*}$$

La máxima tensión será $F_y = 235 \text{ MPa}$. Para esa tensión el ancho efectivo es:

$$b_e = \frac{855 \times 0,635}{\sqrt{235}} \cdot \left[1 - \frac{150}{44,1 \times \sqrt{235}} \right] \cdot \sqrt{\frac{1}{235}} \cdot 28 = 27,6 \text{ cm} @ 28 \text{ cm} = b \Rightarrow \underline{b_e = b = 28 \text{ cm}}$$

Luego:

$$S_{effx} = S_x = 2635,6 \text{ cm}^3 \quad y \quad F_{cr} = \frac{2635,6}{2635,6} \times F_y = F_y = 235 \text{ MPa.}$$

$$M_p = Z_x \cdot F_y \cdot 10^{-3} = 3441,1 \times 235 \times 10^{-3} = 808,6 \text{ kN m}$$

$$M_{nx} = S_x \cdot F_{cr} \cdot 10^{-3} = 2635,6 \times 235 \times 10^{-3} = \boxed{619,3 \text{ kN m} < M_p = 808,6 \text{ kN m}} \qquad \text{Ec. (F.7-13)}$$

I -b– Pandeo local de alma

Aplicamos Tabla B-4.1b(*) - caso 21. Por lo tanto

$$l_{pw} = 1680 \sqrt{\frac{1}{F_y}} = 1680 \sqrt{\frac{1}{235}} = 109,6 \qquad l_{rw} = 2550 \sqrt{\frac{1}{F_y}} = 2550 \sqrt{\frac{1}{235}} = 166,3$$

$$l_w = \frac{h_w}{t_w} = \frac{60}{1,27} = 47,2 \qquad l_w < l_{pw} \Rightarrow M_n = M_p$$

$$M_p = Z_x \cdot F_y \cdot 10^{-3} = 3441,1 \times 235 \times 10^{-3} = 808,6 \text{ kNm}$$

$$\underline{M_{nx} = 808,6 \text{ kNm}}$$

I -c– Pandeo lateral Torsional

$$L_b = 5 \text{ m}$$

$$L_p = \frac{26 \cdot r_y}{M_{px}} \cdot \sqrt{J \times A_g} = \frac{26 \times 12,57}{808,6} \cdot \sqrt{58480,6 \times 190,5} = 1349,05 \quad \text{Ec. (F.7-6)*}$$

$$L_b < L_p \quad \Rightarrow \quad \underline{M_n = M_p = 808,6 \text{ kNm}} \quad (\text{A.F.1-1})$$

- De I -a , I -b y I -c la menor Resistencia Nominal a flexión alrededor de x-x es la que corresponde a I -a (Pandeo local de ala):

$$M_{nx} = \underline{619,3 \text{ kNm}}$$

II –RESISTENCIA NOMINAL A FLEXIÓN ALREDEDOR DE “y”

II -a– Pandeo local de ala

Tabla B-4-1b (*) - Caso 19

b según Sección B.4.1(b) (c) **b = 60 cm**

$$l = \frac{b}{t} = \frac{60}{1,27} = 47,3 \quad l_r = \frac{665}{\sqrt{F_y}} = \frac{665}{\sqrt{235}} = 43,4$$

$$l > l_r \quad \Rightarrow \quad \text{Ala esbelta} \quad \Rightarrow \quad \text{Sección F.7.3} \quad F_{cr} = \frac{S_{eff}}{S_x} \times F_y \quad \text{Ec. (F.7-15)}$$

Se determinar S_{eff} . Se aplica Sección E.7.2.

Cuando $\frac{b}{t} > \frac{665}{\sqrt{f}}$ corresponde

$$b_e = 855 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{1}{f} \cdot \left(1 - \frac{150}{\alpha_b \cdot t} \cdot \sqrt{\frac{1}{f}}\right)} \leq b \quad \text{Ec. (E.7-17)*}$$

La máxima tensión será $F_y = 235 \text{ MPa}$. Para esa tensión el ancho efectivo es:

$$b_e = \frac{855 \times 1,27}{\sqrt{235}} \cdot \left(1 - \frac{150}{47,3 \times \sqrt{235}}\right) = 56,18 \text{ cm} < b = 60 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \underline{b_e = 56,18 \text{ cm}}$$

$$b - b_e = 60 - 56,18 = 3,82 \text{ cm}$$

Se debe calcular S_{yeff} sobre la sección efectiva.

Para ello se descuenta del ala comprimida la porción $(b-b_e)$ quedando la sección asimétrica respecto del eje de flexión, lo cual hace necesario determinar el nuevo eje de flexión.

Por ser en este caso muy pequeña la porción del ala a descontar, puede descontarse la misma de ambas alas, con lo que la sección efectiva se mantiene simétrica, lo que simplifica el cálculo y no genera un error apreciable. (ver Figura Ej. 16-2)

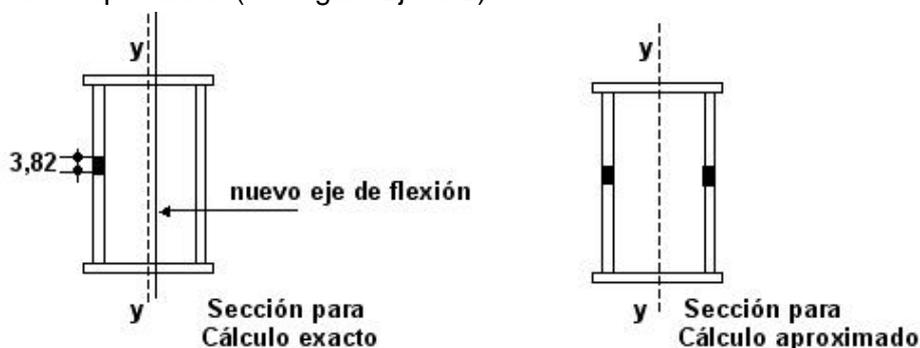


Figura Ej.16-2

$$I_{y_{\text{eff}}} = I_y - 2 \cdot [(b - b_e) \cdot t_w \cdot (b_f - 2c_m - t_w)^2 / 4] = 30109 - 2[3,82 \times 1,27 \times (30 - 2 - 1,27)^2 / 4] = 28376 \text{ cm}^4$$

$$S_{y_{\text{eff}}} = 28.376 / 15 = 1891,7 \text{ cm}^3$$

$$F_{\text{cr}} = \frac{S_{y_{\text{eff}}}}{S_y} \cdot F_y = \frac{1891,7}{2007,3} \times 235 = 221,5 \text{ MPa}$$

$$M_{ny} = S_y \cdot F_{\text{cr}} \cdot 10^{-3} = 2007,3 \times 221,5 \times 10^{-3} = 444,6 \text{ kN m} < M_{py} \quad \text{Ec. (F.7-13)}$$

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).

II -b- Pandeo local de alma

Aplicamos Tabla B-4.1b(*) - caso 21. Por lo tanto

$$l_{pw} = 1680 \sqrt{\frac{1}{F_y}} = 1680 \sqrt{\frac{1}{235}} = 109,6 \quad l_{rw} = 2550 \sqrt{\frac{1}{F_y}} = 2550 \sqrt{\frac{1}{235}} = 166,3$$

$$l_w = \frac{h_w}{t_w} = \frac{28}{0,635} = 44,1 \quad l_w < l_{pw} \Rightarrow M_n = M_p$$

$$M_p = Z_y \cdot F_y \cdot 10^{-3} = 2323 \times 235 \times 10^{-3} = 545,9 \text{ kNm}$$

$$M_{ny} = 545,9 \text{ kNm}$$

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):

$$M_{ny} = 444,6 \text{ kNm}$$

III –RESISTENCIA A COMPRESIÓN AXIL

Aplicación Capítulo E

Aplicamos la Tabla B-4.1a (*) - caso 8 , para clasificar la sección.

Ala

$$l = \frac{b}{t} = \frac{28}{0,635} = 44,1 \quad l_r = \frac{665}{\sqrt{F_y}} = \frac{665}{\sqrt{235}} = 43,4$$

$l > l_r$ Ala esbelta

Alma

$$l = \frac{h_w}{t_w} = \frac{60}{1,27} = 47,2 \quad l_r = \frac{665}{\sqrt{F_y}} = \frac{665}{\sqrt{235}} = 43,4$$

$l > l_r$ Alma esbelta

Se debe determinar el valor de $Q < 1$. Siendo todos los elementos de la sección transversal rigidizados resulta $Q = Q_a$. Se aplica Sección E.7.2.

Cuando $\frac{b}{t} > \frac{665}{\sqrt{f}}$ corresponde

$$b_e = 855 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{1}{f} \left(1 - \frac{150}{\frac{b}{t}} \right)} \quad \text{Ec. (E.7-17)*}$$

Se adopta $f = F_{cr}$ determinada según la Sección E.7 con $Q = 1,0$ lo que equivale a aplicar la Sección E.3.

Determinamos la esbeltez reducida l_c en ambas direcciones.

$$l_{cx} = \frac{k \times L}{p \times r_x} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1 \times 500}{p \times 20,6} \times \sqrt{\frac{235}{200\,000}} = 0,265 \quad \text{Ec. (E.3-4)}$$

$$l_{cy} = \frac{k \times L}{p \times r_y} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1 \times 500}{p \times 12,57} \times \sqrt{\frac{235}{200\,000}} = 0,434$$

Al ser $\lambda_{cx} < \lambda_{cy}$ La barra pandeará alrededor de "y". Se calcula la tensión crítica con el mayor valor de $\lambda_c \Rightarrow \lambda_c = \lambda_{cy} = 0,434 < 1,5$

$$F_{cr} = (0,658 \lambda_c^2 \times F_y) = (0,658^{0,434^2} \times 235) = 217,18 \text{ MPa} \quad \text{Ec. (E.3-2)}$$

Se determina b_e para el ala y el alma con la Ecuación (E.7-17)*

$$b_e = \frac{855 \times 0,635}{\sqrt{217,18}} \times \hat{e} - \frac{150}{(44,1) \times \sqrt{217,18}} \hat{u} = 28,34 \text{ cm} > b = 28 \text{ cm} \rightarrow b_e = b = 28 \text{ cm}$$

$$b_e = \frac{855 \times 1,27}{\sqrt{217,18}} \times \hat{e} - \frac{150}{(47,2) \times \sqrt{217,18}} \hat{u} = 57,80 \text{ cm} < b = 60 \text{ cm} \rightarrow b_e = 57,80 \text{ cm}$$

$$A_{\text{eff}} = A_g - S (b - b_e) \cdot t = 190,5 - 2 (60 - 57,80) \times 1,27 = 184,91 \text{ cm}^2$$

$$Q = Q_a = A_{\text{eff}} / A_g = 184,91 / 190,5 = 0,97$$

$$l_c \sqrt{Q} = 0,434 \sqrt{0,97} = 0,428 < 1,5$$

$$F_{\text{cr}} = Q \cdot (0,658^{Q \cdot l_c^2} \times F_y) = 0,97 \times (0,658^{0,97 \times 0,434^2} \times 235) = 211,17 \text{ MPa} \quad \text{Ec. (E.7-2)}$$

Resistencia Nominal a Compresión. (Sección E.7)

$$P_n = F_{\text{cr}} \cdot A_g \cdot (10)^{-1} = 211,17 \times 190,5 \times 0,1 = 4022,8 \text{ kN} \quad \text{Ec. (E.7-1)}$$

$$\boxed{P_n = 4022,8 \text{ kN}}$$

Resistencia de Diseño a Compresión

$$P_d = \phi_c \cdot P_n = 0,85 \times 4022,8 = \underline{3419 \text{ kN}} > P_u = 1000 \text{ kN}$$

V - VERIFICACIÓN DE LA ECUACIÓN DE INTERACCIÓN

Se toman los momentos requeridos mayores en toda la longitud de la barra:

$$M_{ux} = M_{u1x} = \boxed{300 \text{ kN m}}$$

$$M_{uy} = M_{u2y} = \boxed{120 \text{ kN m}}$$

Se aplica Capítulo H- Sección H.1.1

$$\frac{P_u}{\phi \times P_n} = \frac{1000}{0,85 \times 4022,8} = 0,292 > 0,2$$

Se aplica la Ecuación H.1-1a

$$\frac{P_u}{\phi \times P_n} + \frac{8}{9} \times \frac{M_{ux}}{\phi \times M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi \times M_{ny}} \leq 1 \quad \text{(H.1-1a)}$$

$$\frac{1000}{0,85 \times 4022,8} + \frac{8}{9} \times \frac{300}{0,9 \times 619,3} + \frac{120}{0,9 \times 444,6} = 0,292 + \frac{8}{9} (0,538 + 0,30) = 1,037 > 1$$

∴ NO 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 términos 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.

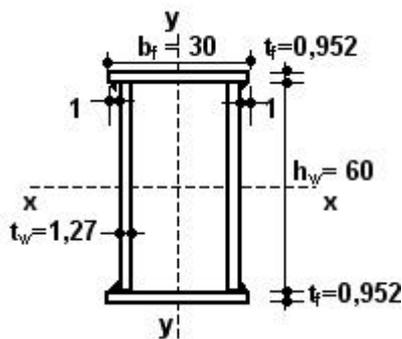
Para que el ala sea compacta el t_f debe ser :

De Tabla B.4.1b (*) - caso 19

$$l_p = \frac{500}{\sqrt{F_y}} = \frac{500}{\sqrt{235}} = 32,62$$

$$\text{con } b = 28 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad t_f \leq \frac{28}{32,62} = 0,86 \quad \Rightarrow \quad \text{se adopta } t_f = 0,952 \text{ cm}$$

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-4-1b (*) - Caso 19

$$l = \frac{b}{t} = \frac{28}{0,952} = 29,41 < l_p = 32,62 \quad \Rightarrow \quad \text{Ala compacta}$$

$$\underline{M_n} = M_p = 235 \times 4026,80 \cdot (10^{-3}) = \underline{946,3 \text{ kNm}}$$

I -b– Pandeo local de alma

Igual a la sección anterior

$$\underline{M_n} = M_p = \underline{946,3 \text{ kNm}}$$

I -c– Pandeo lateral torsional

$$L_p = \frac{26 \times r_y}{M_p} \times \sqrt{J \times A} = \frac{26 \times 12,27}{946,3} \times \sqrt{69788 \times 209,52} = 1289 \text{ cm} > L_b = 500 \text{ cm} \quad \text{Ec. (F.7-6)*}$$

$$M_n = M_p = \underline{946,3 \text{ kNm}}$$

De I-a , I-b y I-c resulta la Resistencia Nominal a flexión alrededor de **x-x**

$$M_{nx} = M_p = \underline{946,3 \text{ kN m}}$$

II –RESISTENCIA NOMINAL A FLEXIÓN ALREDEDOR DE “y”**II -a– Pandeo local de ala**

Igual procedimiento que en la sección anterior

$$b_e = 56,18 \text{ cm} ; I_{y\text{eff}} = 28376 \text{ cm}^4 ; S_{y\text{eff}} = 1891,7 \text{ cm}^3$$

$$F_{cr} = \frac{S_{y\text{eff}}}{S_y} \cdot F_y = \frac{1891,7}{2101,8} \times 235 = 211,5 \text{ MPa.}$$

$$M_{ny} = S_y \cdot F_{cr} \cdot 10^{-3} = 2101,8 \times 211,5 \times 10^{-3} = \underline{444,6 \text{ kNm}} < M_{py}$$

II -b– Pandeo local de alma

Igual a la sección anterior

$$M_{ny} = M_p = Z_y \cdot F_y \cdot 10^{-3} = 2465,3 \times 235 \times 10^{-3} = \underline{579,3 \text{ kNm}}$$

$$M_{ny} = \underline{579,3 \text{ kNm}}$$

II -c– Pandeo lateral torsional

Igual a la sección anterior. No es un Estado Límite aplicable.

- De II –a , II –b y II –c la menor resistencia nominal es la que corresponde a II –a. (Pandeo local de ala):

$$M_{ny} = \underline{444,6 \text{ kN m}}$$

III –RESISTENCIA A COMPRESIÓN AXIL

Aplicación Capítulo E

Aplicamos la Tabla B-4.1a (*) - caso 8 , para clasificar la sección.

Ala

$$l = \frac{b}{t} = \frac{28}{0,952} = 29,4 \quad l_r = \frac{665}{\sqrt{F_y}} = \frac{665}{\sqrt{235}} = 43,4$$

$l > l_r$ Ala no esbelta

Alma

$$l = \frac{h_w}{t_w} = \frac{60}{1,27} = 47,2 \quad l_r = \frac{665}{\sqrt{F_y}} = \frac{665}{\sqrt{235}} = 43,4$$

$l > l_r$ Alma esbelta

Se debe determinar el valor de $Q < 1$. Siendo todos los elementos de la sección transversal rigidizados resulta $Q = Q_a$. Se aplica Sección E.7.2.

Cuando $\frac{b}{t} > \frac{665}{\sqrt{f}}$ corresponde

$$b_e = 855 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{1}{f} \cdot \left(1 - \frac{150}{\phi b} \cdot \sqrt{\frac{1}{f}}\right)} \quad \text{Ec. (E.7-17)*}$$

Se adopta $f = F_{cr}$ determinada según la Sección E.7 con $Q = 1,0$ lo que equivale a aplicar la Sección E.3.

Determinamos la esbeltez reducida l_c en ambas direcciones.

$$l_{cx} = \frac{k \times L}{p \times r_x} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1 \times 500}{p \times 21,71} \times \sqrt{\frac{235}{200\,000}} = 0,251 \quad \text{Ec. (E.3-4)}$$

$$l_{cy} = \frac{k \times L}{p \times r_y} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1 \times 500}{p \times 12,27} \times \sqrt{\frac{235}{200\,000}} = 0,445$$

Al ser $\lambda_{cx} < \lambda_{cy}$ La barra pandeará alrededor de "y". Se calcula la tensión crítica con el mayor valor de $\lambda_c \Rightarrow \lambda_c = \lambda_{cy} = 0,434 < 1,5$

$$F_{cr} = (0,658 \lambda_c^2 \times F_y) = (0,658^{0,445^2} \times 235) = 216,34 \text{ MPa} \quad \text{Ec. (E.3-2)}$$

Se determina b_e para el ala y el alma con la Ecuación (E.7-17)*

ala no esbelta → $b_e = b = 28 \text{ cm}$

$$b_e = \frac{855 \times 1,27}{\sqrt{216,34}} \times \frac{1}{\hat{e}} - \frac{150}{(47,2) \times \sqrt{216,34}} \times \frac{1}{\hat{u}} = 57,87 \text{ cm} < b = 60 \text{ cm} \rightarrow b_e = 57,87 \text{ cm}$$

$$A_{\text{eff}} = A_g - S (b - b_e) \cdot t = 209,52 - 2 (60 - 57,87) \times 1,27 = 204,1 \text{ cm}^2$$

$$Q = Q_a = A_{\text{eff}} / A_g = 204,1 / 209,52 = 0,974$$

$$l_c \sqrt{Q} = 0,445 \sqrt{0,974} = 0,439 < 1,5$$

$$F_{cr} = Q \cdot (0,658^{Q \times l_c^2} \times F_y) = 0,974 \times (0,658^{0,974 \times 0,445^2} \times 235) = 211,2 \text{ MPa} \quad \text{Ec. (E.7-2)}$$

Resistencia Nominal a Compresión. (Sección E.7)

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \cdot (10)^{-1} = 211,2 \times 209,52 \times 0,1 = 4424 \text{ kN} \quad \text{Ec. (E.7-1)}$$

$$\boxed{P_n = 4424 \text{ kN}}$$

Resistencia de Diseño a Compresión

$$P_d = \phi_c \cdot P_n = 0,85 \times 4424 = 3760,5 \text{ kN} > P_u = 1000 \text{ kN}$$

V - VERIFICACIÓN DE LA ECUACIÓN DE INTERACCIÓN

Se toman los momentos requeridos mayores en toda la longitud de la barra:

$$M_{ux} = M_{u1x} = \boxed{300 \text{ kN m}}$$

$$M_{uy} = M_{u2y} = \boxed{120 \text{ kN m}}$$

Se aplica Capítulo H- Sección H.1.1

$$\frac{P_u}{\phi \times P_n} = \frac{1000}{0,85 \times 4437} = 0,265 > 0,2$$

Se aplica la Ecuación H.1-1a

$$\frac{P_u}{\phi \times P_n} + \frac{8}{9} \times \frac{M_{ux}}{\phi \times f_b \times M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi \times f_b \times M_{ny}} \leq 1 \quad \text{(H.1-1a)}$$

$$\frac{1000}{0,85 \times 4424} + \frac{8}{9} \times \frac{300}{0,9 \times 946,3} + \frac{120}{0,9 \times 444,6} = 0,266 + \frac{8}{9} (0,353 + 0,30) = 0,846 < 1$$

P VERIFICA

EJEMPLO N° 17

Viga-columna. Sección Cajón de doble simetría sometida a carga axial y momento flector en una dirección.

Aplicación Capítulos **B, C, E, F, H**, Apéndices **7 y 8**, y Comentarios Apéndices **7 y 8**.

Enunciado

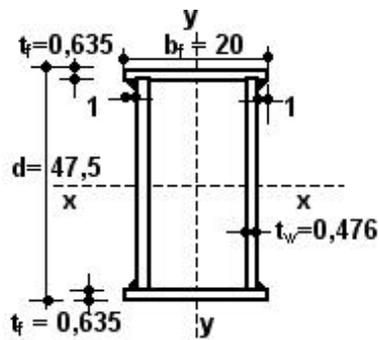
Proyectar la columna **C₁** del pórtico del Ejemplo N°9 utilizando una sección cajón soldada. La columna está sometida a una fuerza de compresión y a momentos flectores aplicados en sus extremos, además de una carga transversal uniforme de viento. Verificación de condiciones de utilización del **MAPO** y el **MLE** para determinar las Resistencias Requeridas. Cálculo de los efectos de Segundo Orden por aplicación del Método Aproximado de Amplificación de Momentos de Primer Orden en el **MLE**.

El Acero tiene $F_y = 235$ MPa. Para el pandeo alrededor de **y-y** las columnas **C₁** y **C₃** son biarticuladas ($k_y = 1,0$)

(A) Dimensionado de columna C₁ con Resistencias Requeridas determinadas por el MAPO. Verificación de condiciones de aplicabilidad.

Para hacer un predimensionado de la columna se puede partir del Momento de Inercia necesario para satisfacer la relación (Δ/L) planteada como condición de Proyecto. De acuerdo al Análisis de Primer Orden realizado para la Combinación C.2-2 (la de mayor deformación lateral Δ) resulta un Momento de Inercia necesario $I = 21500 \text{ cm}^4$

Se plantea la siguiente sección cajón soldada (Figura Ej. 17-1):



Dimensiones en cm

$$I_x = 21.786 \text{ cm}^4 \quad S_x = 917,3 \text{ cm}^3 \quad Z_x = 1.103,8 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 4.225,5 \text{ cm}^4 \quad S_y = 422,6 \text{ cm}^3 \quad Z_y = 512,62 \text{ cm}^3$$

$$A_g = 69,41 \text{ cm}^2 \quad r_x = 17,72 \text{ cm} \quad r_y = 7,81 \text{ cm}$$

$$J = 10.702 \text{ cm}^4$$

Figura Ej. 17-1

(1) Verificación de condiciones de aplicabilidad

- El desplazamiento lateral máximo para la Combinación C.2-2 (en **C₃**) resulta $\Delta = 3,95$ cm

la relación $(\Delta/L_c) = 3,95 / 800 = (1/205) < (1/200)$

VERIFICA

- máximo $P_u/P_y = (51,53 \text{ kN}) / (69,41 \text{ cm}^2 \times 235 \text{ MPa} \times 0,1) = 0,032 < 0,5$

VERIFICA

- Cálculo de B_2 para la Combinación crítica (Combinación C.2-2)

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\dot{a} P_u}{\dot{a} P_{e2}}} \quad \text{Ec. (A-8-9)}$$

$$S P_{e2} = S \frac{p^2 E I_i}{(k_2 L_i)^2} (10)^{-1} \quad (\text{kN}) \quad \text{Ec. (A-8-10)}$$

Siendo en la Combinación crítica la columna C_1 la única comprimida no hay influencia de las otras columnas sobre su carga de pandeo. Luego

$$S P_{e2} = P_{e2} = \frac{p^2 \times 200000 \times 21.786}{(1,64 \times 600)^2} (10)^{-1} = 4.441,5 \text{ kN} \quad (\text{para } k_{C1} = 1,64 \text{ ver Ej. N}^\circ 9, \text{ pag.11})$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{11,08}{4.441,5}} = 1,003 < 1,5 \quad \text{VERIFICA}$$

• Cálculo de B_1

$$B_1 = \frac{C_m}{\dot{e} 1 - \frac{P_u \dot{u}}{P_{e1} \dot{u}}} \approx 1 \quad \text{Ec.(A-8-3)}$$

La columna se halla sometida a momentos en los extremos producidos por los empotramientos y también a una carga uniformemente distribuida (Presión del viento).

Se adopta conservadoramente $C_m = 1,0$

$$P_{e1} = \frac{p^2 E I_i}{(k_1 L_i)^2} (10)^{-1} = \frac{p^2 \times 200000 \times 21.786}{(1 \times 600)^2} (10)^{-1} = 11.946 \text{ kN} \quad (\text{kN}) \quad \text{Ec. (A-8-5)}$$

$$B_1 = \frac{1,00}{\dot{e} 1 - \frac{11,08 \dot{u}}{11.946 \dot{u}}} = 1,0 \quad \text{D} \quad \text{No hay efectos P-d}$$

• No habiendo efectos P-d y cumpliéndose la relación (D/L_{C1}) con la que se determinaron las fuerzas horizontales adicionales se verifica la sección adoptada para la Columna C_1 con las solicitaciones determinadas por el Análisis de Primer Orden para la Combinación crítica (Comb.C.2-2, Ejemplo N° 9, Figura Ej. 9-4(d)). La Resistencia de Diseño a compresión se determinará con $k = 1,0$.

(2) Resistencia Nominal a flexión alrededor de x-x (Sección F.7)

- Estado Límite de Plastificación (Sección F.7.1)

$$M_n = M_{px} = F_y Z_x (10)^{-3} = 235 \times 1103,8 \times 0,001 = 259,4 \text{ kNm} < 1,5 \times 235 \times 917,3 \times 0,001 = 323,3 \text{ kN}$$

Ec. (F.7-1)

- Estado Límite de Pandeo Lateral (Sección F.7.2)

$$L_b = 600 \text{ cm}$$

$$L_p = \frac{26r_y}{M_{px}} \cdot \sqrt{J \times A_g} = \frac{26 \times 7,81}{259,4} \cdot \sqrt{10.702 \times 69,41} = 674,7 \text{ cm} > 600 \text{ cm} = L_b \quad \text{Ec. (F.7-6)*}$$

$$M_n = M_{px} = 259,4 \text{ kNm}$$

- Estado Límite de Pandeo Local del ala (Sección F.7.3)

$$l_f = b/t_f = (18 - 0,476)/0,635 = 27,6$$

$$l_p = 500 \sqrt{\frac{1}{F_y}} = 500 \sqrt{\frac{1}{235}} = 32,62 > 27,6 \text{ ala compacta} \quad (\text{Tabla B.4-1b*}, \text{ caso 19})$$

$$M_n = M_{px} = 259,4 \text{ kNm}$$

- Estado Límite de Pandeo Local del alma (Sección F.7.4)

$$l_w = h_w / t_w = (47,5 - 2 \times 0,635)/0,476 = 98,5$$

$$l_p = 1.680 \sqrt{\frac{1}{F_y}} = 1.680 \sqrt{\frac{1}{235}} = 109,6 > 98,5 \text{ alma compacta} \quad (\text{Tabla B.4-1b*}, \text{ caso 21})$$

$$M_n = M_{px} = 259,4 \text{ kNm}$$

Luego: La Resistencia Nominal a flexión alrededor de **x-x** es: **$M_n = 259,4 \text{ kNm}$**

(3) Resistencia Nominal a Compresión axial (Secciones E.3 y E.7)

- ala

$$l_f = b/t_f = (18 - 0,476)/0,635 = 27,6 < l_r = 665 \sqrt{\frac{1}{F_y}} = 665 \sqrt{\frac{1}{235}} = 43,4 \quad (\text{Tabla B.4-1a*}, \text{ caso 8})$$

ala **no esbelta**

- alma

$$l_w = h_w / t_w = (47,5 - 2 \times 0,635)/0,476 = 98,5 > l_r = 43,4 \quad \text{alma esbelta}$$

$$l_{cx} = \frac{1}{p} \times \frac{k_x \times L_x}{r_x} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1}{p} \times \frac{1,0 \times 600}{17,72} \times \sqrt{\frac{235}{200000}} = 0,37 < 1,5 \quad \text{Ec. (E.3-4)}$$

$$l_{cy} = \frac{1}{p} \times \frac{k_y \times L_y}{r_y} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1}{p} \times \frac{1,0 \times 600}{7,81} \times \sqrt{\frac{235}{200000}} = 0,84 < 1,5 \quad \text{Ec. (E.3-4)}$$

Pandea alrededor del eje **y-y**

Factor Q_a (Sección E.7.2)

$$\text{En alma: cuando } \frac{b_e}{t} \leq 665 \sqrt{f} \quad b_e = 855 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{1}{f}} - \frac{150}{\sqrt{f}} \quad \text{Ec. (E.7-17)*}$$

F_{cr} determinado con $Q = 1$

$$F_{cr} = 0,658 \cdot F_y = 0,658 \cdot 235 = 155,1 \text{ MPa} \quad \text{Ec. (E.3-2)}$$

$$b_e = 855 \cdot 0,476 \cdot \sqrt{\frac{1}{155,1}} - \frac{150}{\sqrt{155,1}} = 27,2 \text{ cm} < 46,23 = h_w$$

$$A_{ef} = 69,41 - (46,23 - 27,2) \cdot 0,476 \cdot 2 = 51,29 \text{ cm}^2$$

$$Q_a = A_{ef} / A_g = 51,29 / 69,41 = 0,74 \quad Q = Q_a \text{ (todos elementos rigidizados)} \quad \text{Ec. (E.7-16)}$$

$$F_{cr} = Q_c \cdot 0,658 \cdot F_y = 0,74 \cdot 0,658 \cdot 235 = 115,8 \text{ MPa} \quad \text{Ec. (E.7-2)}$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 115,8 \cdot 69,41 = 8033 \text{ kN} \quad \text{Ec. (E.7-1)}$$

Luego: La Resistencia Nominal a Compresión axial es: **$P_n = 970,3 \text{ kN}$**

(4) Verificación de la ecuación de Interacción (Capítulo H, Sección H.1)

Se verifica la Combinación crítica C.2-2

Resistencias Requeridas (Figura Ej. 9-4(d)) **$P_u = 11,21 \text{ kN}$** **$M_{ux} = 200,54 \text{ kNm}$**

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} = \frac{11,21}{0,85 \cdot 970,3} @ 0,014 < 0,2$$

La ecuación de interacción es (Ecuación H.1-1b)

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi \cdot M_{nx}} = \frac{11,21}{0,85 \cdot 970,3} + \frac{200,54}{0,9 \cdot 259,4} @ 0,87 < 1,0 \quad \text{VERIFICA}$$

(5) Verificación de condiciones de servicio (Capítulo L, Sección L.4)

Se verifica el desplazamiento lateral máximo. Para la Combinación C.2-2 en servicio (en C_1) resulta: $\Delta_s = 2,63 \text{ cm}$

la relación $(\Delta_s / L_c) = 2,63 / 600 = (1/228) < (1/160)$ (Tabla L.3-1) **VERIFICA**

(B) Dimensionado de columna C₁ con Resistencias Requeridas determinadas por el MLE. Verificación de condiciones de aplicabilidad.

(1) Determinación de B₁ y B₂

- **Cálculo de B₂.** El B₂ se determina para el nivel y se aplica para todas las columnas. Por ello se calcula para la Combinación crítica (Combinación C.2-2).

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\dot{a} P_u}{\dot{a} P_{e2}}} \quad \text{Ec. (A-8-9)}$$

$$S P_{e2} = S \frac{p^2 E I_i}{(k_2 L_i)^2} (10)^{-1} \quad (\text{kN}) \quad \text{Ec. (A-8-10)}$$

Siendo en la Combinación crítica la columna C₁ la única comprimida no hay influencia de las otras columnas sobre su carga de pandeo. Luego

$$S P_{e2} = P_{e2} = \frac{p^2 \times 200000 \times 21.786}{(1,60 \times 600)^2} (10)^{-1} = 4.666 \text{ kN} \quad (\text{para } k_{c1} = 1,60 \text{ ver Ej. N}^\circ 9, \text{ pag.13})$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{11,08}{4.666}} = 1,002 < 1,5 \quad \text{se VERIFICA aplicabilidad}$$

Siendo B₂ = 1,002 @ 1,0 no hay efectos P-D

- **Cálculo de B₁** (Se calcula para cada columna)

$$B_1 = \frac{C_m}{\hat{e} \hat{e} \left[1 - \frac{P_u \hat{u}}{P_{e1} \hat{u}} \right]} \approx 1 \quad \text{Ec.(A-8-3)}$$

La columna C₁ se halla sometida a momentos en los extremos producidos por los empotramientos y también a una carga uniformemente distribuida (Presión del viento).

Se adopta conservadoramente C_m = 1,0

$$P_{e1} = \frac{p^2 E I_i}{(k_1 L_i)^2} (10)^{-1} = \frac{p^2 \times 200000 \times 21.786}{(1 \times 600)^2} (10)^{-1} = 11.946 \text{ kN} \quad \text{Ec. (A-8-5)}$$

$$B_1 = \frac{1,00}{\hat{e} \hat{e} \left[1 - \frac{11,08 \hat{u}}{11.946 \hat{u}} \right]} = 1,0 \quad \text{D} \quad \text{No hay efectos P-d}$$

- **No habiendo efectos P-d ni P-D se verifica la sección adoptada para la Columna C₁ con las solicitaciones determinadas por el Análisis de Primer Orden para la Combinación crítica (Comb.C.2-2, Ejemplo N^o 9, Figura Ej. 9-4(d)). La Resistencia de Diseño a compresión se determinará con k = 1,60 para ejemplificar el caso general aunque según la Sección 7.3.2(2) siendo B₂ < 1,1 se puede utilizar para dimensionar la columna k = 1,0.**

(2) Resistencia Nominal a flexión alrededor de x-x (Sección F.7)

idem que para columna C₁ con MAPO

(3) Resistencia Nominal a Compresión axial (Secciones E.3 y E.7)

- ala

$$l_f = b/t_f = (18-0,476)/0,635 = 27,6 < l_r = 665 \sqrt{\frac{1}{F_y}} = 665 \sqrt{\frac{1}{235}} = 43,4 \text{ (Tabla B.4-1a*, caso 8)}$$

ala no esbelta

- alma

$$l_w = h_w / t_w = (47,5-2 \times 0,635)/0,476 = 98,5 > l_r = 43,4 \text{ alma esbelta}$$

$$l_{cx} = \frac{1}{p} \times \frac{k \times L_x}{r_x} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1}{p} \times \frac{1,6 \times 600}{17,72} \times \sqrt{\frac{235}{200000}} = 0,59 < 1,5 \text{ Ec. (E.3-4)}$$

$$l_{cy} = \frac{1}{p} \times \frac{k_y \times L_y}{r_y} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1}{p} \times \frac{1,0 \times 600}{7,81} \times \sqrt{\frac{235}{200000}} = 0,84 < 1,5 \text{ Ec. (E.3-4)}$$

Pandea alrededor del eje y-y

Factor Q_a (Sección E.7.2)

En alma: cuando $\frac{b}{t} \leq 665 \sqrt{\frac{1}{f}}$ $b_e = 855 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{1}{f}} \cdot \left(1 - \frac{150}{\frac{b}{t}} \cdot \sqrt{\frac{1}{f}}\right) \leq b$ Ec. (E.7-17)*

F_{cr} determinado con Q = 1

$$F_{cr} = \phi_c \cdot 0,658^{1,2} \cdot \frac{1}{\theta} \cdot F_y = \phi_c \cdot 0,658^{0,84^2} \cdot \frac{1}{\theta} \cdot 235 = 175,1 \text{ MPa Ec. (E.3-2)}$$

$$b_e = 855 \times 0,476 \times \sqrt{\frac{1}{175,1}} \times \left(1 - \frac{150}{98,5} \cdot \sqrt{\frac{1}{175,1}}\right) = 27,2 \text{ cm} < 46,23 = h_w$$

$$A_{ef} = 69,41 - (46,23 - 27,2) \times 0,476 \times 2 = 51,29 \text{ cm}^2$$

$$Q_a = A_{ef} / A_g = 51,29 / 69,41 = 0,74 \quad Q = Q_a \text{ (todos elementos rigidizados)} \text{ Ec. (E.7-16)}$$

$$F_{cr} = \phi_c \cdot 0,658^{0,74^2} \cdot \frac{1}{\theta} \cdot F_y = 0,74 \times \phi_c \cdot 0,658^{0,74 \times 0,84^2} \cdot \frac{1}{\theta} \cdot 235 = 139,8 \text{ MPa Ec. (E.7-2)}$$

$$P_n = F_{cr} \times A_g \times (10^{-1}) = 139,8 \times 69,41 \times (10^{-1}) = 970,3 \text{ kN Ec. (E.7-1)}$$

Luego: La Resistencia Nominal a Compresión axial es: **P_n = 970,3 kN**

(4) Verificación de la ecuación de Interacción (Capítulo H, Sección H.1)

Se verifica la Combinación crítica C.2-2

Resistencias Requeridas (Figura Ej. 9-4(d)) $P_u = 11,21 \text{ kN}$ $M_{ux} = 198,23 \text{ kNm}$

$$\frac{P_u}{f \times P_n} = \frac{11,21}{0,85 \times 970,3} @ 0,014 < 0,2$$

La ecuación de interacción es (Ecuación H.1-1b)

$$\frac{P_u}{2 \times f \times P_n} + \frac{M_{ux}}{f_b \times M_{nx}} = \frac{11,21}{2 \times 0,85 \times 970,3} + \frac{198,23}{0,9 \times 259,4} @ 0,856 < 1,0 \quad \text{VERIFICA}$$

Se observa que la sollicitación por flexión es menor que la obtenida por el MAPO (200,54 kNm). Ello porque no hay efectos de Segundo Orden (columnas rígidas y carga axil pequeña con flexión que determina la dimensión) y en el MAPO las fuerzas horizontales adicionales son mayores.

(5) Verificación de condiciones de servicio (Capítulo L, Sección L.4)

Se verifica el desplazamiento lateral máximo. Para la Combinación C.2-2 en servicio (en C_3) resulta: $\Delta_s = 2,60 \text{ cm}$

la relación $(\Delta_s/L_c) = 2,60 / 600 = (1/230) < (1/160)$ (Tabla L.3-1) **VERIFICA**

Dado que para la Combinación crítica C:2-2 no hay amplificación de momentos, como ejemplo de aplicación del Método de Amplificación de Momentos de Primer Orden (Apéndice 8) se analiza la Columna C_1 para la Combinación C.1-1 (Combinación B.2-3). (Ver Figura Ej. 9-6(a))

Los Momentos M_{nt} y M_{lt} son los siguientes (Figura Ej. 17-2)

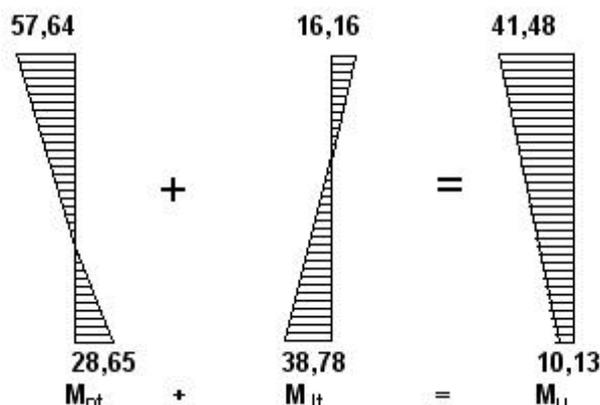


Figura Ej. 17-2

(1) Determinación de B_1 y B_2

- **Cálculo de B_2 .** El B_2 se determina para el nivel y se aplica para todas las columnas.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\dot{a} P_u}{\dot{a} P_{e2}}} \quad \text{Ec. (A-8-9)}$$

$$S P_{e2} = S \frac{p^2 E I_i}{(k_2 L_i)^2} (10)^{-1} \quad (\text{kN}) \quad \text{Ec. (A-8-10)}$$

El P_{e2} se calcula para las columnas que aportan rigidez lateral (C_1 y C_3)

Columna C_1

$$P_{e21} = \frac{p^2 \times 200000 \times 21.786}{(1,64 \times 600)^2} (10)^{-1} = 4.441,5 \text{ kN} \quad (\text{para } k_{C1} = 1,64 \text{ ver Ej. N}^\circ 9, \text{ pag.11})$$

Columna C_3 (Momento de inercia $I_{C3} = I_{C1}/1,5 = 21.786/1,5 = 14.525 \text{ cm}^4$)

$$P_{e23} = \frac{p^2 \times 200000 \times 14.525}{(2,18 \times 800)^2} (10)^{-1} = 942,7 \text{ kN} \quad (\text{para } k_{C3} = 2,18 \text{ ver Ej. N}^\circ 9, \text{ pag.11})$$

$S P_u = 50,85 + 129,47 + 50,06 = 230,38 \text{ kN}$ (Figura Ej. 9-6(a), Ejemplo N° 9)

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{230,38}{(4.441,5 + 942,7)}} = 1,045 < 1,5 \quad \text{se VERIFICA aplicabilidad}$$

- **Cálculo de B_1** (Se calcula para cada columna)

$$\text{Columna } C_1 \quad B_1 = \frac{C_m}{\dot{e}^1 - \frac{P_u \dot{u}}{P_{e1} \dot{u}}} \approx 1 \quad \text{Ec. (A-8-3)}$$

La columna C_1 se halla sometida a momentos en los extremos producidos por los empotramientos

$$C_m = 0,6 - 0,4 (M_1/M_2) = 0,6 - 0,4[-(10,13/41,48)] = 0,70 \quad \text{Ec. (A-8-4)}$$

$$P_{e1} = \frac{p^2 E I_i}{(k_1 L_i)^2} (10)^{-1} = \frac{p^2 \times 200000 \times 21.786}{(1 \times 600)^2} (10)^{-1} = 11.946 \text{ kN} \quad \text{Ec. (A-8-5)}$$

$$B_1 = \frac{0,70}{\dot{e}^1 - \frac{50,85 \dot{u}}{11.946 \dot{u}}} = 0,71 < 1,0 \quad \text{D } \underline{B_1 = 1,00} \quad \text{No hay efectos P-d}$$

Los Momentos amplificados de la Columna C_1 son: $M_u = B_1 \cdot M_{nt} + B_2 \cdot M_{lt}$ Ec. (A-8-1)

Extremo superior $\underline{M_u} = 57,64 \times 1 - 16,16 \times 1,045 = 40,76 \text{ kNm}$

Extremo inferior $\underline{M_u} = 28,65 \times 1 - 38,78 \times 1,045 = 11,88 \text{ kNm}$

EJEMPLO N°18

Cálculo de las solicitaciones requeridas en columnas de pórtico no arriostrado (de nudos desplazables) por el Método de Análisis Directo (**MAD**).
Aplicación de Capítulos **B**, **C** y Comentarios Capítulo **C**.

Enunciado

Determinar por el MAD las Resistencias Requeridas en las columnas del pórtico desplazable de la Figura Ej.18-1, 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.18-2a, Ej.18-2b, Ej.18-2c y Ej. 18-2d). El pórtico tiene la misma geometría e iguales diagramas de carga que el del Ejemplo N° 9.

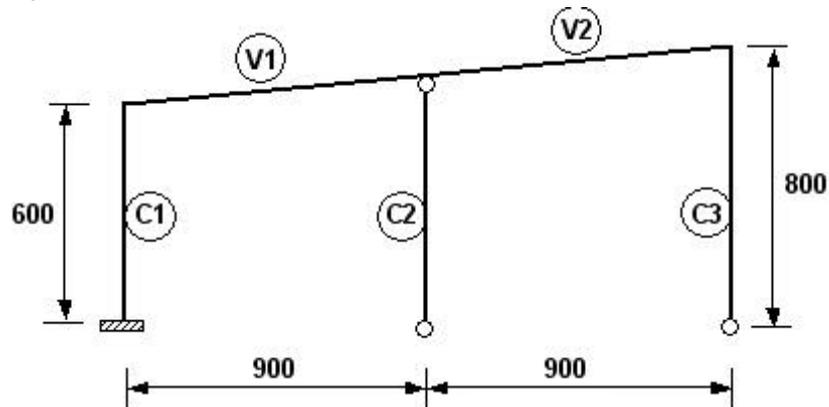
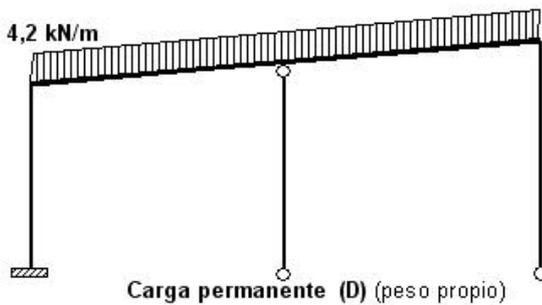
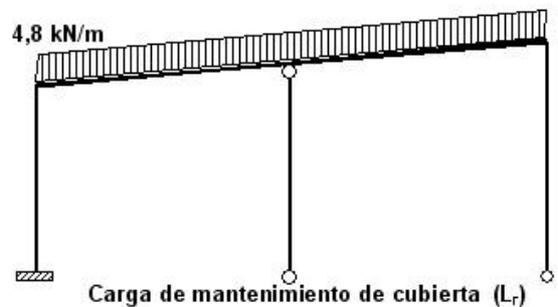


Figura Ej. 18-1



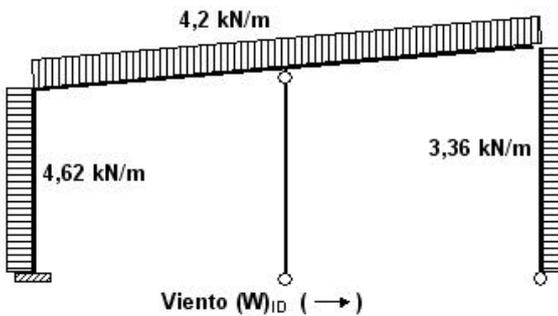
Carga permanente (D) (peso propio)

Figura Ej. 18-2(a)



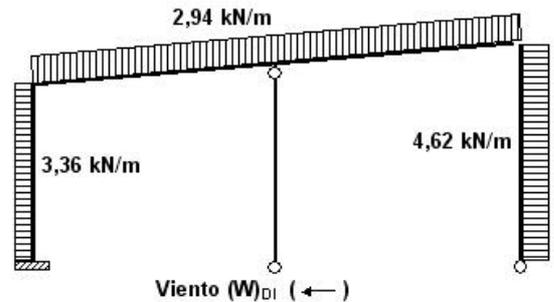
Carga de mantenimiento de cubierta (L_r)

Figura E 18-2(b)



Viento (W)_{ID} (→)

Figura Ej. 18-2(c)



Viento (W)_{DI} (←)

Figura E. 18-2(d)

Combinación de acciones

De acuerdo al capítulo B (sección B.2.2), la Resistencia Requerida surge de la combinación crítica de las siguientes combinaciones de las acciones actuante (D, L_r y W):

1,4 D	(B.2-1)
1,2 D + 1,6 L_r	(B.2-3)
1,2 D + 1,5 W + 0,5 L _r	(B.2-4)
0,9 D + 1,5 W	(B.2-6)

En la combinación B.2-4 los efectos de W (succión) y L_r (mantenimiento de cubiertas) son de sentido contrario por lo que no serán críticas para las columnas
 Por los valores nominales de D y L_r (de igual sentido) los efectos de la Combinación (B.2-1) serán menores que los de la (B.2-3) por lo que aquella no será crítica.

Por lo anterior se analizan las **Combinaciones (B.2-3) y (B.2-6)**

- Combinación (B.2-3)

$$q_{uv} = 1,2 \times 4,2 + 1,6 \times 4,8 = \mathbf{12,72 \text{ kN/m}}$$

- Combinación (B.2-6)

Viento izquierda-derecha

$$\begin{aligned} q_{uv} &= 0,9 \times 4,2 - 1,5 \times 4,2 = \mathbf{-2,52 \text{ kN/m}} \text{ (Succión)} \\ q_{ui} &= 1,5 \times 4,62 = \mathbf{6,93 \text{ kN/m}} \text{ (P)} \\ q_{ud} &= 1,5 \times 3,36 = \mathbf{5,04 \text{ kN/m}} \text{ (P)} \end{aligned}$$

Viento derecha-izquierda

$$\begin{aligned} q_{uv} &= 0,9 \times 4,2 - 1,5 \times 2,94 = \mathbf{-0,63 \text{ kN/m}} \text{ (Succión)} \\ q_{ui} &= 1,5 \times 3,36 = \mathbf{5,04 \text{ kN/m}} \text{ (Ü)} \\ q_{ud} &= 1,5 \times 4,62 = \mathbf{6,93 \text{ kN/m}} \text{ (Ü)} \end{aligned}$$

Determinación de las Resistencias Requeridas

Se aplicará la Sección **C.2 del Capítulo C**.

- **Consideración de las imperfecciones iniciales**

Se considerarán con el uso de cargas ficticias aplicando la Sección C.2.2(b)
 Las fuerzas horizontales adicionales se determinan por:

$$N_i = \mathbf{0,002 Y_i} \quad \text{Ec. (A-7-2)}$$

Las fuerzas adicionales se deben aplicar:

- para Combinaciones de acciones solo con cargas gravitatorias: en ambos sentidos
- para Combinaciones con fuerzas horizontales: en igual sentido que la resultante de ellas

Aunque se permite en este caso (Sección C.2.2(b)(4)) no aplicar la N_i en las combinaciones que tengan cargas horizontales se aplicarán en este caso como ejemplo.

Resultan 4 Combinaciones de Carga

- Combinación 1-1

Cargas de Combinación (B.2-3)

Suma de cargas gravitatorias del nivel $Y_i = 12,72 \text{ kN/m} \times 18 \text{ m} / \cos 6,34^\circ = \mathbf{230,4 \text{ kN}}$

$$N_i = 0,002 \times 230,4 = \mathbf{0,47 \text{ kN}}$$

Se reparte entre las columnas que aportan rigidez lateral (C1 y C3) de acuerdo a su rigidez

a $\mathbf{C1 = 0,4 \text{ kN}}$ a $\mathbf{C3 = 0,07 \text{ kN}}$ Se aplican en dirección izquierda-derecha (\overrightarrow{P})

- Combinación 1-2

Cargas de Combinación (B.2-3)

Igual que en Combinación 1-1 $N_i = \mathbf{0,47 \text{ kN}}$ a $\mathbf{C1 = 0,40 \text{ kN}}$ a $\mathbf{C3 = 0,07 \text{ kN}}$

Se aplican en dirección derecha-izquierda (\overleftarrow{U})

- Combinación 2-1

Cargas de Combinación (B.2-6)

Suma de cargas gravitatorias del nivel $Y_i = (0,9 \times 4,2) \text{ kN/m} \times 18 \text{ m} / \cos 6,34^\circ = \mathbf{68,46 \text{ kN}}$

$$N_i = 0,002 \times 68,46 = \mathbf{0,137 \text{ kN}}$$

Se reparte entre las columnas que aportan rigidez lateral (C1 y C3) de acuerdo a su rigidez

a $\mathbf{C1 = 0,114 \text{ kN}}$ a $\mathbf{C3 = 0,023 \text{ kN}}$

Se aplican en dirección izquierda-derecha (\overrightarrow{P})

- Combinación 2-2

Cargas de Combinación (B.2-6)

Igual que en Combinación 2-1 $N_i = \mathbf{0,137 \text{ kN}}$ a $\mathbf{C1 = 0,114 \text{ kN}}$ a $\mathbf{C3 = 0,023 \text{ kN}}$

Se aplican en dirección derecha-izquierda (\overleftarrow{U})

Se predimensiona la columna C_1 con un Momento de Inercia $I_{c1} = \mathbf{21.500 \text{ cm}^4}$ (en función de la deformación aceptable en servicio)

Los momentos de inercia de las columnas $C1$ y $C3$, y las vigas $V1$ y $V2$ se plantean de forma relativa para la resolución del pórtico desplazable: (ver Figura Ej.18-3)

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

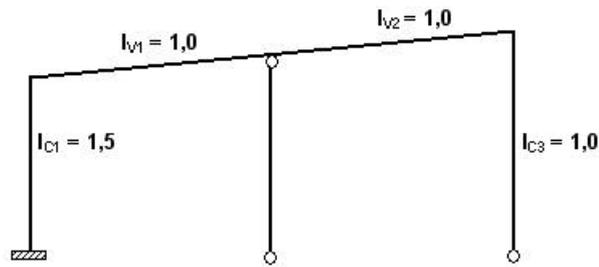


Figura Ej. 18-3 . Relación de I

- **Ajuste en la rigidez.** (Sección C.2.3)

Se plantea en el Modelo una rigidez reducida $EI^* = (0,8E) \cdot I$

Se supone $t_b = 1$ lo que deberá verificarse si $(P_v/P_y) < 0,5$ para todas las columnas

- **Modelado de la estructura**

A fin de garantizar la captación de los efectos **P-d** se dividen las columnas que aportan rigidez lateral en 4 elementos de igual longitud. (Comentarios Capítulo C, Sección C-C.2.1) (Figura Ej. 18-4)

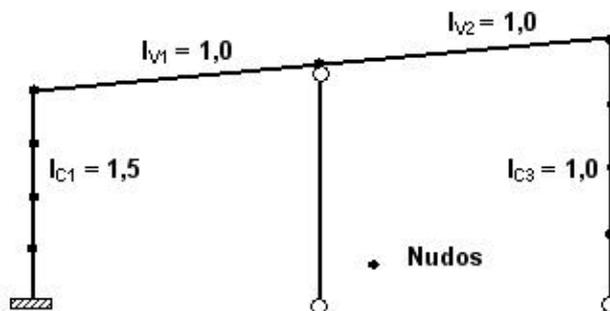


Figura Ej. 18-4

Utilizando un programa que determina los efectos de Segundo Orden se obtienen los siguientes diagramas de Carga (C), Corte(V), Momento flector (M) y Normal (N) para las Combinaciones 1-1, 1-2, 2-1 y 2-2 (Figuras Ej. 18-5(a), Ej. 18-5(b), Ej. 18-5(c) y Ej.18-5 (d) respectivamente.

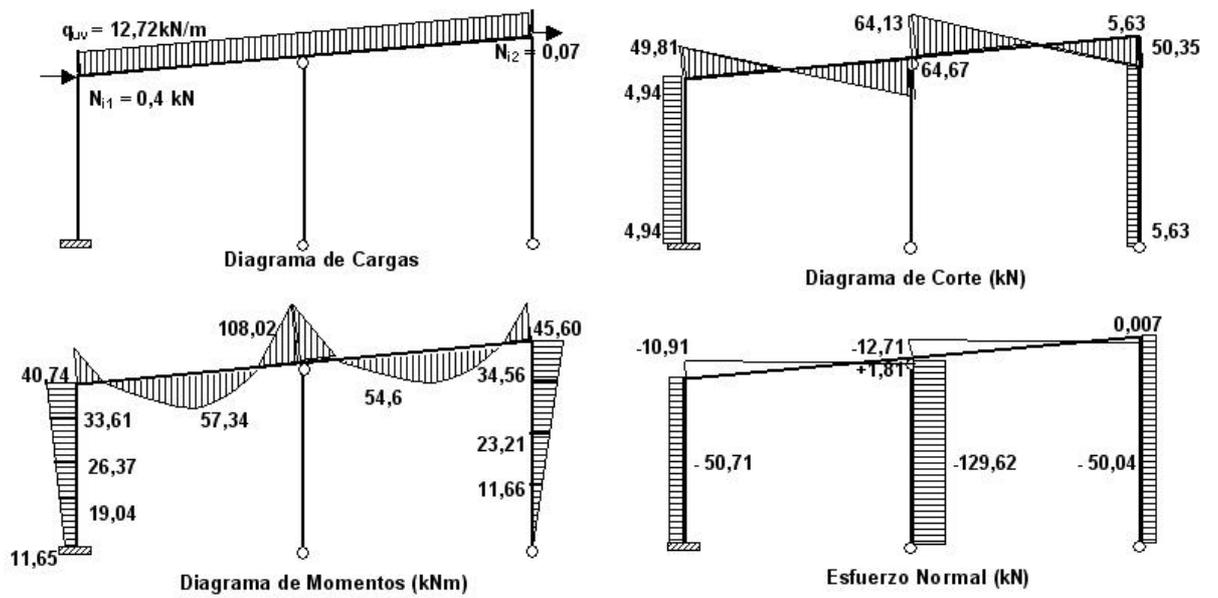


Figura Ej. 18-5(a). Com. C.1-1

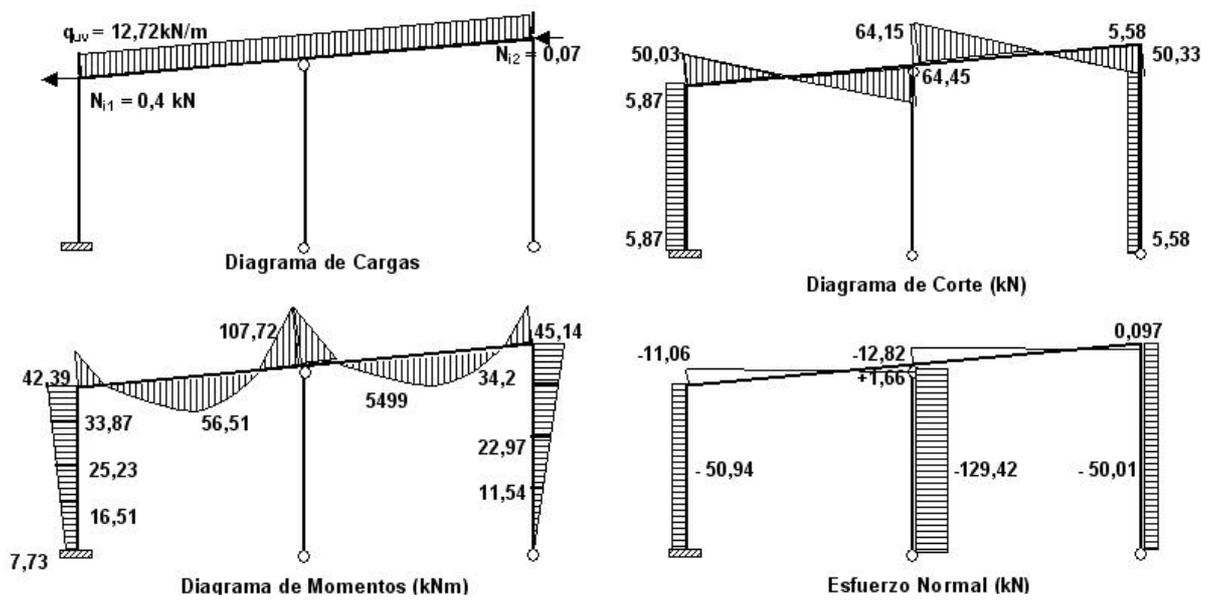


Figura Ej. 18-5(b). Com. C.1-2

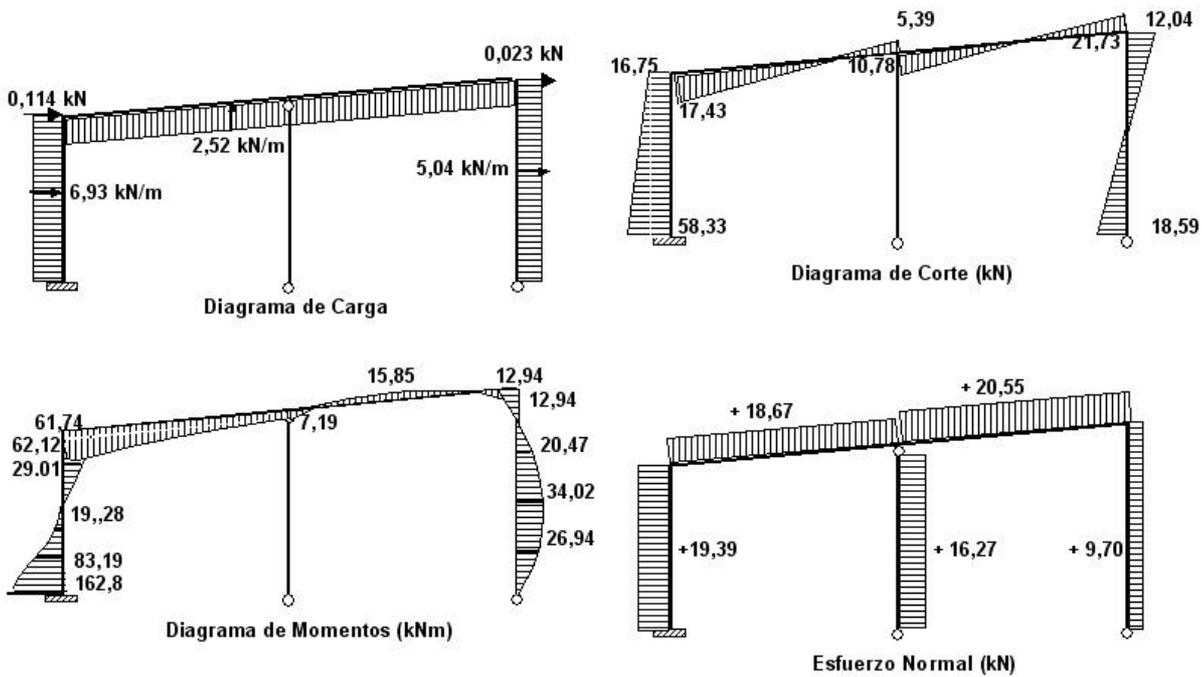


Figura Ej. 18-5(c). Com. C.2-1

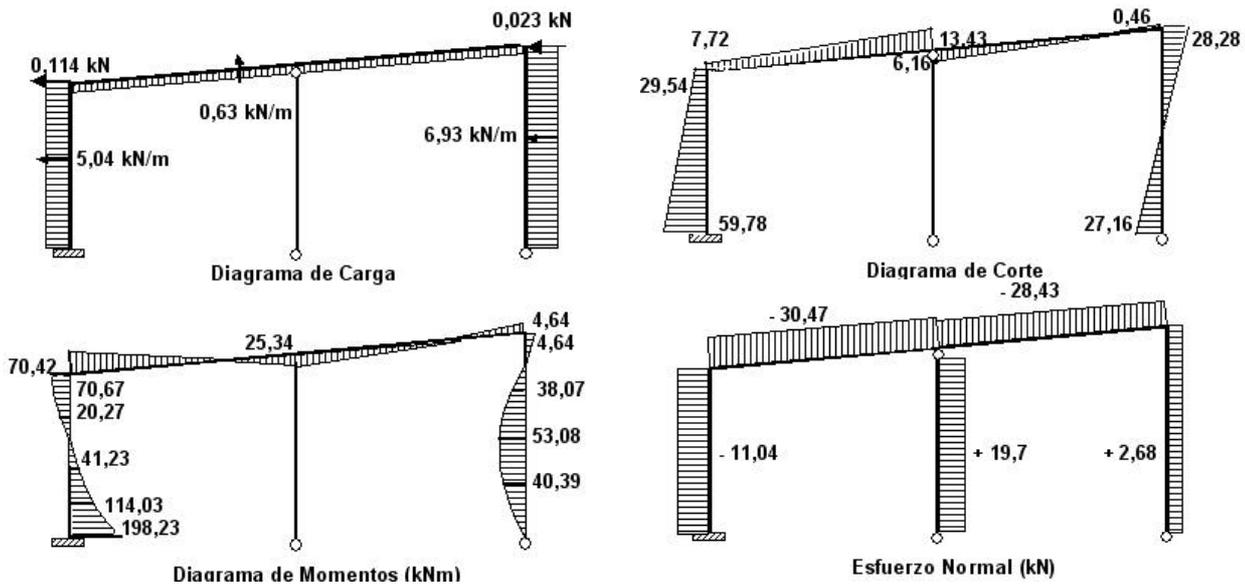


Figura Ej. 18-5(d). Com. C.2-2

Dimensionado de la Columna C₁ (Sección C.3, Capítulo C)

Con las solicitaciones obtenidas del Análisis Estructural se dimensiona la Columna. Para obtener la Resistencia de Diseño a Compresión se toma $k = 1,0$

La Combinación crítica resulta la C.2-2 (Figura Ej. 18-5(d))

Las solicitaciones son $M_u = 198,1 \text{ kNm}$ $N_u = - 11,04 \text{ kN}$ (compresión)

Si se compara con las solicitaciones obtenidas por los otros métodos utilizados resulta para la misma Combinación crítica:

MAPO $M_u = 200,54 \text{ kNm}$ $N_u = - 11,21 \text{ kN}$ (EJEMPLO N° 17, Pág. 4)

MLE $M_u = 198,23 \text{ kNm}$ $N_u = - 11,21 \text{ kN}$ (EJEMPLO N° 17, Pág. 7)

Las solicitaciones obtenidas por los tres métodos de Análisis son prácticamente las mismas.

La columna de sección cajón soldada indicada en la Figura Ej. 17-1 verificada a flexo-compresión para el MAPO y el MLE puede ser mantenida.

Verificación de condiciones de servicio (Capítulo L, Sección L.4)

Se verifica el desplazamiento lateral máximo. Para la Combinación C.2-2 en servicio (en C_1). Se debe considerar para obtener las deformaciones la rigidez **El real** o sea **NO la El^* reducida**.
Resulta: $\Delta_s = 2,63 \text{ cm}$

la relación $(\Delta_s/L_c) = 2,64 / 600 = (1/227) < (1/160)$ (Tabla L.3-1)

VERIFICA

Observaciones sobre los resultados

- Para la Combinación crítica la fuerza de compresión es muy pequeña por lo que no hay efectos de Segundo Orden, lo que se refleja en los resultados obtenidos. La pequeña diferencia entre el **MAPO** y los otros métodos se explica por lo siguiente: la fuerza adicional se determinó con una hipótesis de mayor deformación y reemplaza el efecto de Segundo Orden que ella produciría, lo que no se da para la columna dimensionada.
- Para visualizar mejor las diferencias en las solicitaciones que presentan los métodos se pueden analizar las solicitaciones de la columna C_1 para la Combinación C.1-1

MAPO (EJEMPLO N° 9, Pág. 4) (Figura Ej. 9-4(a))

$M_{usup} = 38,09 \text{ kNm}$ $M_{uinf} = 18,17 \text{ kNm}$ $N_u = - 50,38 \text{ kN}$

MLE (EJEMPLO N° 9, Pág. 8) (Figura Ej. 9-6(a))

$M_{usup} = 41,48 \text{ kNm}$ $M_{uinf} = 10,13 \text{ kNm}$ $N_u = - 50,85 \text{ kN}$

Con la Amplificación de Momentos de Primer Orden ($B_2 = 1,045$ $B_1 = 1$) resultan:

$M_{usup} = 40,76 \text{ kNm}$ $M_{uinf} = 11,88 \text{ kNm}$

MAD (EJEMPLO N° 18, Pág. 5) (Figura Ej. 18-5(a))

$$M_{usup} = 40,74 \text{ kNm} \quad M_{uinf} = 11,65 \text{ kNm} \quad N_u = - 50,71 \text{ kN}$$

Se observa:

Para el momento en el extremo superior el efecto de Segundo Orden disminuye el Momento flector . La **disminución es mayor en el MAPO** (efectos supuestos mayores a los reales). Los Valores del **MLE** y el **MAD** son similares, siendo el **MAD mas preciso**.

Para el momento en el extremo inferior el efecto de Segundo Orden aumenta el Momento Flector. El **aumento es mayor en el MAPO** (efectos supuestos mayores a los reales). Los Valores del **MLE** y el **MAD** son similares, siendo el **MAD mas preciso**.

La carga normal prácticamente no tiene variaciones por efecto de Segundo Orden.

- Se debe prestar atención al hecho de que en algunos casos (por ejemplo extremo superior de la columna **C₁**) los efectos de Segundo Orden disminuyen el momento flector para ambas direcciones de las fuerzas horizontales adicionales (ver Combinaciones C1-1 y C.1-2). Como estos efectos pueden no producirse, ello puede resultar inseguro si esta situación ocurre para la Combinación crítica. **Por ello resulta conveniente chequear siempre los resultados del Análisi de Primer Orden.**

EJEMPLO N°19

Cálculo de solicitaciones requeridas en columna de pórtico de un piso y cuatro tramos a nudos desplazables por el **MAD** y el **MLE**.

Aplicación de Capítulos **B, C, E, F, H**, Apéndices **7 y 8**, y Comentarios Apéndice **7**.

Enunciado:

(A) Cálculo de las Resistencias Requeridas en las columnas que aportan rigidez lateral del pórtico a nudos desplazables de la Figura Ej. 19-1, sometido a las acciones de Carga permanente (D) y Sobrecarga (L):

(A.1) Por el Método de Análisis Directo (**MAD**)

(A.2) Por el Método de la Longitud Efectiva (**MLE**)

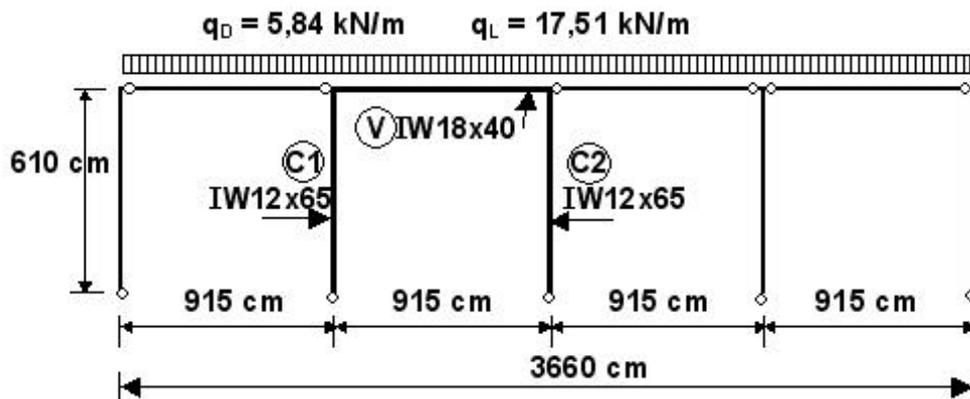


Figura Ej. 19-1

- De IRAM-IAS U 500-215-6

Columnas **C1** y **C2**: **IW12x65** $A_g = 123,2 \text{ cm}^2$ $I_x = 22.185 \text{ cm}^4$ $Z_x = 1.586 \text{ cm}^4$
 $I_y = 7.242 \text{ cm}^4$ $J = 90,7 \text{ cm}^4$

Viga **V**: **IW18x40** $A_g = 76,13 \text{ cm}^2$ $I_x = 25.473 \text{ cm}^4$ $Z_x = 1.285 \text{ cm}^4$
 $I_y = 795 \text{ cm}^4$ $J = 33,7 \text{ cm}^4$

- **Material** : Acero F24 $F_y = 235 \text{ MPa}$

Combinación de acciones

De acuerdo al capítulo B (sección B.2.2), la Resistencia Requerida surge de la combinación crítica de las siguientes combinaciones de las acciones actuantes (D y L):

1,4 D (B.2-1)

1,2 D + 1,6 L (B.2-3)

La Combinación Crítica es la (B.2-3)

$$q_u = 1,2 \times 5,84 + 1,6 \times 17,51 = 35,02 \text{ kN/m}$$

(A) DETERMINACIÓN DE LAS RESISTENCIAS REQUERIDAS

(A.1).- POR EL MÉTODO DE ANÁLISIS DIRECTO (MAD)

Se aplicará la Sección **C.2 del Capítulo C**.

Según la Sección C.2.1(4) se debe incluir en el Análisis de Segundo Orden el efecto desestabilizante de las columnas que no aportan rigidez lateral. En este caso son las tres columnas diferentes de las C1 y C2. Para incluirlas en el Análisis se plantea el modelo indicado en la Figura Ej. 19-2. Se une al pórtico que aporta rigidez lateral una columna biarticulada equivalente cargada con la carga que reciben las tres columnas que no aportan rigidez lateral y unida a aquel con una viga biarticulada con rigidez similar a la viga del pórtico rígido.

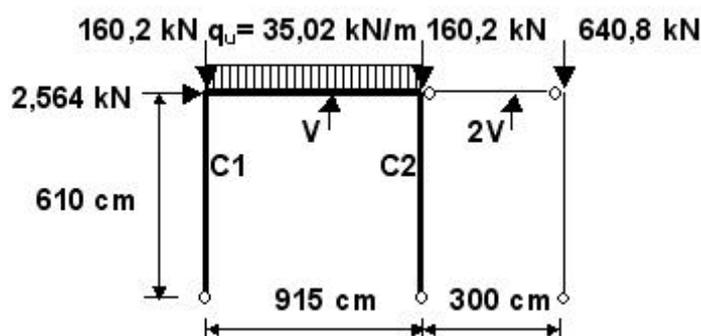


Figura Ej. 19-2

Las cargas transmitidas a las columnas son:

$$\text{a C1} \quad 35,02 \text{ kN/m} \times (9,15 \text{ m} / 2) = 160,2 \text{ kN}$$

$$\text{a C2} \quad 35,02 \text{ kN/m} \times (9,15 \text{ m} / 2) = 160,2 \text{ kN}$$

$$\text{a columna equivalente} \quad 35,02 \text{ kN/m} \times [9,15 \text{ m} \times 0,5 + 9,15 \text{ m} \times 1,5] = 640,8 \text{ kN}$$

- **Consideración de las imperfecciones iniciales**

Se considerarán con el uso de cargas ficticias aplicando la Sección C.2.2(b)

Las fuerzas horizontales adicionales se determinan por:

$$N_i = 0,002 Y_i$$

Las fuerzas adicionales se deben aplicar: para Combinaciones de acciones solo con cargas gravitatorias: en ambos sentidos. En este caso siendo el pórtico rígido simétrico en dimensiones, rigideces y cargas pueden aplicarse en un solo sentido. .

La carga gravitatoria total aplicada en el piso Y_1 es:

$$Y_1 = 160,2 + 160,2 + 640,8 + 35,02 \times 9,15 = 1281,6 \text{ kN}$$

La fuerza horizontal adicional $N_1 = 0,002 \times 1281,6 = 2,564 \text{ kN}$

- **Ajuste en la rigidez.** (Sección C.2.3)

Se plantea en el Modelo una **rigidez reducida** $EI^* = (0,8E). I$ y $EA^* = (0,8E). A$

Se verifica si $(P_u/P_y) < 0,5$ para todas las columnas que aportan rigidez lateral

$$P_y = A_g \cdot F_y \cdot (10)^{-1} = 123,2 \text{ cm}^2 \times 235 \text{ MPa} \times 0,1 = 2825 \text{ kN}$$

$$P_u = 160,2 + 35,02 \times 9,15 \times 0,5 = 320,4 \text{ kN}$$

$$P_u/P_y = 320,4/2825 = 0,12 < 0,5 \quad P \quad t_b = 1$$

- **Modelado de la estructura**

A fin de garantizar la captación de los efectos **P- Δ globales** se dividen las columnas que aportan rigidez lateral en 4 elementos de igual longitud. (Comentarios Capítulo C, Sección C-2.1) (Figura Ej. 19-3)

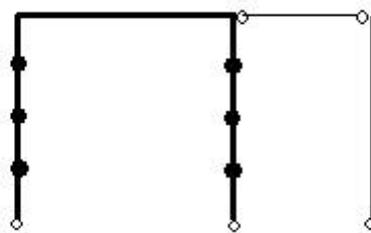


Figura Ej. 19-3

Utilizando un programa que determina los efectos de Segundo Orden P- Δ , se obtienen los diagramas de Momento flector (M), Corte (V), Normal (N) y deformaciones (Figura Ej. 19-4).

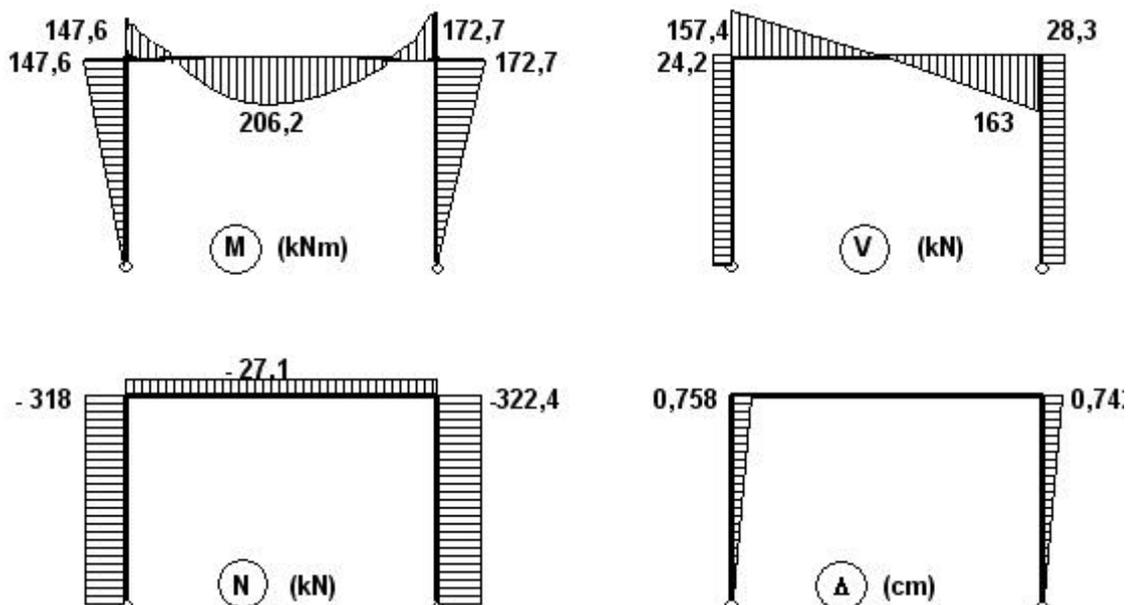


Figura Ej. 19-4

- Resistencias Requeridas de Columnas C1 y C2 determinadas por el MAD

$M_u = 172,7 \text{ kNm}$	$N_u = 322,4 \text{ kN}$	$V_u = 28,3 \text{ kN}$
---------------------------	--------------------------	-------------------------

(A.2).- POR EL MÉTODO DE LA LONGITUD EFECTIVA (MLE)

Se aplicará la Sección 7.2 del Apéndice 7

- Se verifican las condiciones para poder utilizar el **MLE**. (Apéndice 7, Sección 7.2.1)
 - La estructura soporta las cargas gravitatorias (D y L) con columnas verticales. VERIFICA
 - Se supone que se cumple la relación $\Delta_{2do}/\Delta_{1ro} \leq 1,5$ bajo cargas mayoradas. Se verificará su cumplimiento con el cálculo del Factor B_2 .
- Se realizará un Análisis Elástico de **Primer Orden** utilizando la **rigidez nominal de los elementos estructurales** (EI y EA). (Sección 7.2.2)
- Se utilizará el Método Aproximado de Amplificación de Momentos de Primer Orden para determinar los efectos de Segundo Orden (Apéndice 8)
- Determinación de las fuerzas horizontales adicionales.** (Sección 7.2.2(a)(5) y Sección C.2.2(b))

Según la Sección 7.2.2 (a)(4) se debe incluir en el Análisis el efecto desestabilizante de las columnas que no aportan rigidez lateral. En este caso son las tres columnas diferentes de las C1 y C2. Para incluirlas en el Análisis se plantea el mismo modelo utilizado para el **MAD** indicado en la Figura Ej. 19-5. Se une al pórtico que aporta rigidez lateral una columna biarticulada equivalente cargada con la carga que reciben las tres columnas que no aportan rigidez lateral y unida a aquel con una viga biarticulada con rigidez similar a la viga del pórtico rígido.

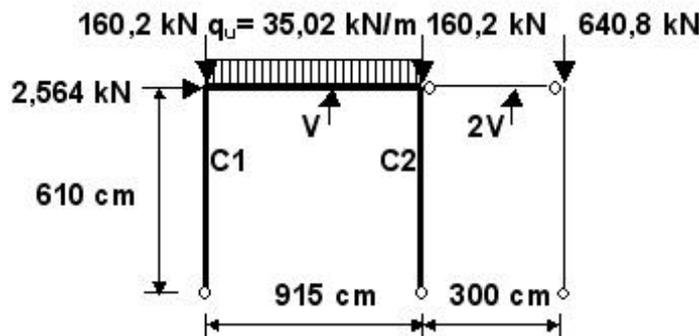


Figura Ej. 19-5

- Consideración de las imperfecciones iniciales**
Las fuerzas horizontales adicionales se determinan por:

$$N_i = 0,002 Y_i$$

Las fuerzas adicionales se deben aplicar: para Combinaciones de acciones solo con cargas gravitatorias: en ambos sentidos. En este caso siendo el pórtico rígido simétrico en dimensiones, rigideces y cargas pueden aplicarse en un solo sentido.

Resulta la misma fuerza horizontal adicional del MAD

La fuerza horizontal adicional $N_1 = 0,002 \times 1281,6 = 2,564 \text{ kN}$

• **Análisis de Primer Orden**

Con el Modelo indicado y las **rigideces nominales sin reducir** se obtienen los diagramas de Momento flector (M), Corte (V), Normal (N) y deformaciones (Figura Ej. 19-6)

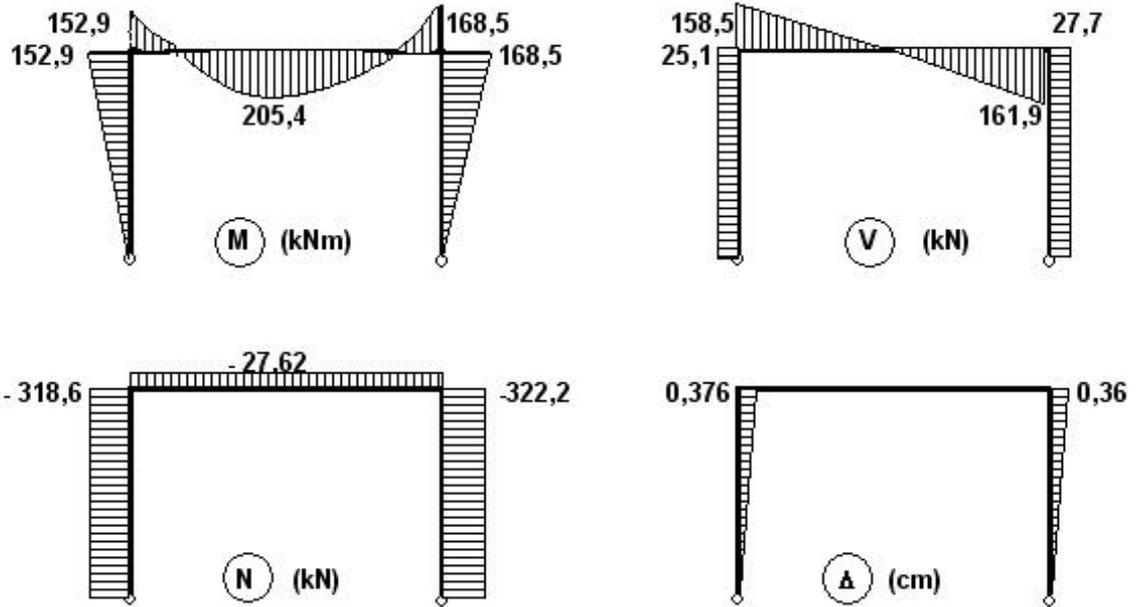


Figura Ej. 19-6

• **Momentos de Segundo Orden determinados por el Método Aproximado de Amplificación de Momentos de Primer Orden (Apéndice 8)**

- **Cálculo de B_2** (Sección 8.2.2) (Todas las columnas tienen igual altura)

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{SP_u}{P_{eT}}} \geq 1 \tag{Ec. (A-8-6)}$$

$$P_{eT} = R_M \frac{LSH}{D_{oH}} \tag{Ec. (A-8-7)}$$

$$R_M = 1 - 0,15(SP_{mf} / SP_u) \tag{Ec. (A-8-8)}$$

$$S P_{mf} = 160,2 \times 2 + 35,02 \times 9,15 = 640,8 \text{ kN}$$

$$S P_u = 160,2 \times 2 + 35,02 \times 9,15 + 640,8 = 1281,6 \text{ kN}$$

$$R_M = 1 - 0,15 \times (640,8 / 1281,6) = 0,925$$

$$P_{eT} = 0,925 \times [(610 \times 2,564) / (0,36)] = 4.019 \text{ kN}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1.281,6}{4.019}} = 1,468 \geq 1 \tag{Ec. (A-8-6)}$$

Resulta $B_2 = 1,468 < 1,5 \Rightarrow$ es aplicable el MLE

- Cálculo de B_1 (Sección 8.2.1)

$$B_1 = \frac{C_m}{\hat{e}1 - \frac{P_u \hat{u}}{P_{e1} \hat{u}}} \approx 1 \quad \text{Ec. (A-8-3)}$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 (M_1 / M_2) = 0,6 - 0,4 \times (+0 / 168,5) = 0,6 \quad \text{Ec. (A-8-4)}$$

$$P_{e1} = \frac{p^2 EI^*}{(k_1 L)^2} (10)^{-1} = \frac{p^2 \times 200.000 \times 22.185}{(1 \times 610)^2} (10)^{-1} = 11.769 \text{ kN} \quad \text{Ec. (A-8-5)}$$

$$B_1 = \frac{0,6}{\hat{e}1 - \frac{322,2 \hat{u}}{11.769 \hat{u}}} = 0,62 < 1,0 \quad \text{Luego } B_1 = 1,00$$

- Amplificación de Momentos flectores

Se determinan los Momentos flectores M_{nt} y M_{lt} con un Análisis de Primer Orden sobre los siguientes Modelos (Figura Ej. 19-7):

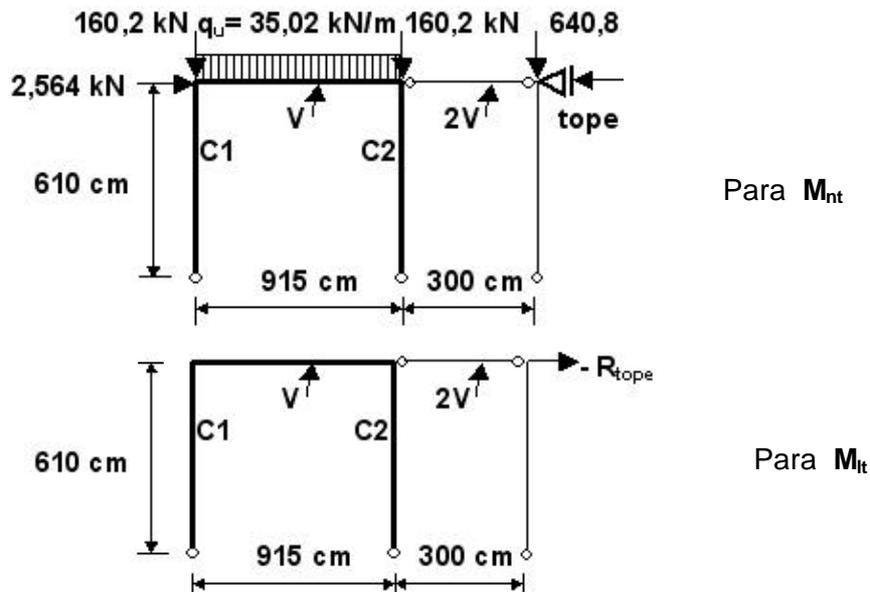


Figura Ej. 19-7

Resultan las siguientes solicitaciones (Figura Ej. 19-8)

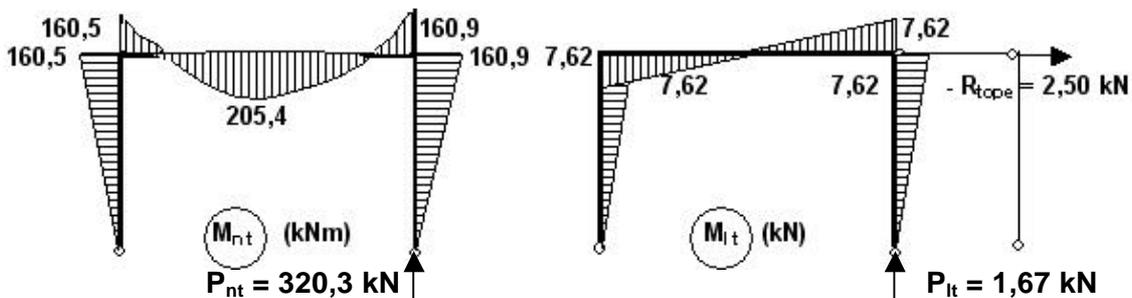


Figura Ej. 19-8

Las solicitaciones de Segundo Orden en la Columna **C2** analizada son:

$$\text{Momento Flector} \quad M_u = B_1 \cdot M_{nt} + B_2 \cdot M_{lt} \quad \text{Ec. (A-8-1)}$$

$$M_u = 1 \times 160,9 + 1,468 \times 7,62 = 172,1 \text{ kNm}$$

El efecto de Segundo Orden **incrementa** el Momento en $(172,1/168,5) - 1 = 2,2\%$

$$\text{Esfuerzo Normal} \quad P_u = P_{nt} + B_2 \cdot P_{lt} \quad \text{Ec. (A-8-2)}$$

$$P_u = 320,3 + 1,468 \times 1,67 = 322,8 \text{ kN}$$

- **Resistencias Requeridas de Columnas C1 y C2 determinadas por el MEL**

$M_u = 172,1 \text{ kNm}$	$N_u = 322,8 \text{ kN}$	$V_u = 28,2 \text{ kN}$
---------------------------	--------------------------	-------------------------

- **Determinación del Factor de Longitud efectiva k de las columnas C1 y C2**

De acuerdo a la Sección 7.2.3(2) del Apéndice 7 se utilizarán los métodos del Comentario del Apéndice 7. Se determinará la longitud efectiva de las columnas C1 y C2 mediante el Método de la Rigidez de Piso dado que las columnas tienen la misma altura.

$$k_2 = \sqrt{\frac{P_u}{(0,85 + 0,15R_L)P_u}} \sqrt{\frac{p^2 EI D_{oH}}{10L^2}} \approx \sqrt{\frac{p^2 EI D_{oH}}{10L^2}} \sqrt{\frac{D_{oH}}{1,7HL}} \quad \text{Ec. (C-A-7-5)}$$

$$R_L = (SP_u \text{ sin rig.lateral} / S P_u) = (640,8/1281,6) = 0,50$$

$$k_2 = \sqrt{\frac{1261,8}{(0,85 + 0,15 \times 0,5) \times 322,8}} \sqrt{\frac{p^2 \times 200000 \times 22185}{10 \times 610^2}} \sqrt{\frac{0,36}{610 \times 2,564}} = 3,38 > 0,38$$

$$\sqrt{\frac{p^2 EI D_{oH}}{10L^2}} \sqrt{\frac{D_{oH}}{1,7HL}} = \sqrt{\frac{p^2 \times 200000 \times 22185}{10 \times 610^2}} \sqrt{\frac{0,36}{1,7 \times 28,2 \times 610}} = 0,38$$

Factor de Longitud efectiva para C1 y C2 $k_2 = 3,38$

- **OBSERVACIÓN**

Si se utiliza el nomograma para determinar el k_{n2} y se hace la corrección por las columnas que no aportan rigidez lateral por el Método del Pandeo de Piso se debe hacer la siguiente observación:

Para usar el nomograma se recomienda en los Comentarios (Figura C-A.7.2-2) considerar para columna articulada en la base $G_A = 10$ en lugar del teórico, pues las bases de las columnas reales suelen siempre presentar una restricción al giro, por mas que se proyecten como articulaciones.

Sin embargo en el modelo utilizado para determinar las solicitaciones requeridas y **para determinar los desplazamientos** (Figura Ej. 19-5) se han supuesto las columnas perfectamente articuladas en su base. Por ello van a existir diferencias en los valores de k_2 determinados de una u otra forma. Ello también ocurrirá con el valor de B_2 si este se determina con la Ecuación (A-8-9) de la Sección 8.2.2 del Apéndice 8, que utiliza el k_2 para calcular los P_{e2} .

Se muestran las diferencias en el pórtico y la columna analizada.

Para **C1** $G_B = (22185/610)/(25473/915) = 1,31$ Se supone $G_A = 10$

Del nomograma para desplazamiento lateral permitido $k_{n2} = 2,0$

Resulta por el Método de Pandeo de Piso

$$k_2 = \sqrt{\frac{10L^2}{P_u} \frac{p^2 EI}{10(k_{n2}L)^2}} = \sqrt{\frac{10 \times 610^2}{322,8} \frac{1281,6}{2 \times \frac{p^2 \times 200000 \times 22185}{10 \times (2 \times 610)^2}}} = 2,82$$

y el B_2 y el P_{e2} por las Ecuaciones (A-8-9) y (A-8-10) respectivamente

$$P_{e2} = \frac{p^2 \times 200000 \times 22185}{(2 \times 610)^2} (10)^{-1} = 2943 \text{ kN}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{p^2 EI}{P_u}} = \frac{1}{1 - \frac{1281,6}{2 \times 2943}} = 1,28$$

El Momento de Segundo Orden amplificado resulta $M_u = 1 \times 160,9 + 1,28 \times 7,62 = 170,7 \text{ kNm}$

Como se observa las diferencias en este caso no son apreciables porque los efectos de Segundo Orden son pequeños pero se debe considerar lo observado para casos con mayores efectos de Segundo Orden

Para obtener el $k_2 = 3,38$ es necesario un $k_{n2} = 2,397$

Este valor se obtiene del nomograma con $G_B = 1,31$ y $G_A = 55$ lo que implica una restricción menor en la base real.

Con este valor resulta $P_{e2} = 2048,8 \text{ kN}$

y $B_2 = 1,46$ valor similar al obtenido por el otro método.

Para considerar el efecto de restricción al giro en la base en el Modelo de Análisis se debe colocar un resorte con cierta rigidez al giro en el extremo inferior de la columna. Con ello las solicitaciones en la columna resultarán menores.

BIBLIOGRAFÍA

- Reglamento CIRSOC 301-2017. “Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios”. CIRSOC, (2017)
- Comentarios al Reglamento CIRSOC 301-2017. CIRSOC, (2017).
- Steel Design Guide N° 28. “ Stability Design of Steel Buildings” . AISC, (2013).
- “Estructuras Metálicas. Proyecto por Estados Límites”. Gabriel Trogliia. 8ª Edición. (2017).

