Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante
Escola Politècnica Superior
Escuela Politécnica Superior

ESTRUCTURAS METÁLICAS

Ingeniería Técnica de Obras Públicas

Ingeniería Geológica

PROBLEMAS DE EXAMEN V

RESUELTOS CON EL CTE

Curso 2009/10

Elaborados por los profesores:

Luis Bañón Blázquez (PC)
Salvador Esteve Verdú (ASO)
Jorge Díaz Rodríguez (ASO)

PRÓLOGO

La presente publicación recoge algunos de los ejercicios de exámenes realizados durante el curso 2009/2010, correspondientes a la asignatura “Estructuras Metálicas”, impartida en las titulaciones de Ingeniería Técnica de Obras Públicas e Ingeniería Geológica. Dichos ejercicios están resueltos con el Código Técnico de la Edificación (CTE), vigente desde marzo de 2006.

Las soluciones planteadas no tienen por qué ser únicas, por lo que al revisarlas, debéis tener la suficiente visión de conjunto para entender que en estructuras, por lo general, 2 + 2 no tienen por qué ser siempre 4, ya que hay diversos caminos para llegar a una solución aceptable.

Espero que esta recopilación sea de provecho como material de apoyo para preparar la asignatura a todos vosotros. Así mismo, aprovecho para pediros que si encontráis alguna errata en las soluciones planteadas nos lo hagáis saber para corregirlo en futuras ediciones.

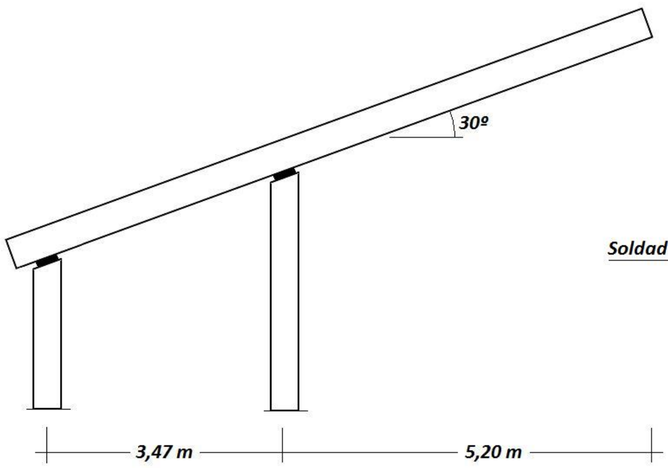
Alicante, a 1 de octubre de 2010

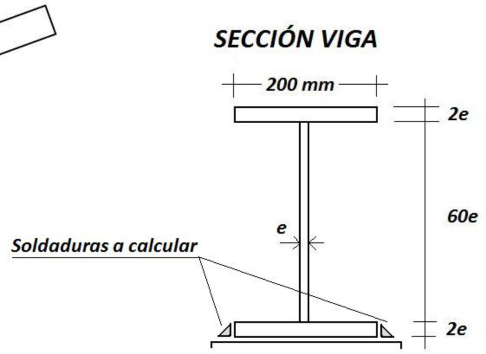
Prof. Luis Bañón Blázquez
Profesor Responsable de la asignatura

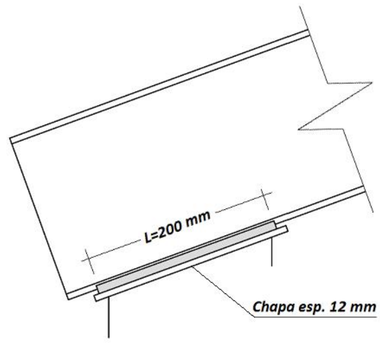
CURSO 2009-2010

<table>
<tr><td>6302</td><td colspan="3">ESTRUCTURAS METÁLICAS</td></tr>
<tr><td colspan="2">PARTE: 2 de 3</td><td colspan="2">EJERCICIO PRÁCTICO 1</td></tr>
<tr><td colspan="2">Convocatoria: Diciembre 2009</td><td>Fecha: 14.11.2009</td><td>Mínimo eval.: 8/25</td></tr>
<tr><td colspan="2">Curso: 2009-2010</td><td>Tiempo: 75 min</td><td>Valor: 25/70</td></tr>
<tr><td colspan="4">Se permite el uso de calculadora programable y todo tipo de material bibliográfico auxiliar.
Deberán justificarse suficientemente los resultados obtenidos.
Los elementos no definidos en el ejercicio se suponen de resistencia suficiente.</td></tr>
</table>

La estructura de la figura representa una cubierta para una instalación deportiva, compuesta por una viga armada de la sección indicada. La viga sustenta una cubierta ligera soportada por correas soldadas al ala inferior de la viga cada 1,50 m., y recibe una carga total de cálculo q_d= 39,12 kN/m.







Se pide:

a) Dimensionar el espesor e frente a ELS de Deformaciones y frente a ELU de Resistencia de Secciones, determinando la clase resistente de la sección.

b) Comprobar la validez de la viga obtenida en el apartado anterior frente a pandeo lateral, sabiendo que existen correas soldadas al ala inferior de la cubierta cada 1,50 metros.

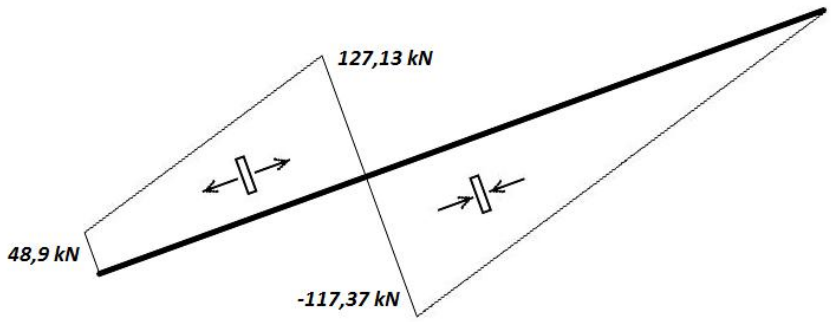
c) Comprobar la validez de la viga frente a abolladura del alma, sabiendo que los apoyos están rigidizados frente a la abolladura.

d) Calcular el mínimo espesor *a* de la garganta correspondiente a la soldadura de unión de la viga al soporte izquierdo.

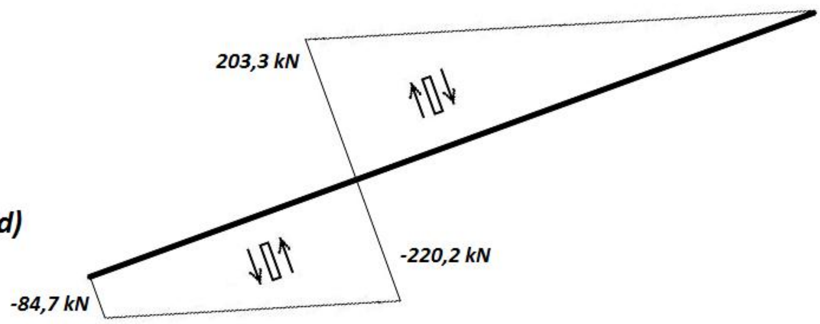
Datos:

- Acero S 275
- Espesores disponibles de chapa: 8, 10, 12, 16, 20, 24 mm.
- Carga característica sobre la viga q_k = 27,7 kN/m
- Flecha máxima en el voladizo de la viga: $f_{max} = \frac{ql^4}{12EI}$
- Los datos y coeficientes no indicados en el enunciado deben ser adoptados de forma justificada por el alumno
- Las leyes de esfuerzos a emplear para la resolución del problema son las siguientes:

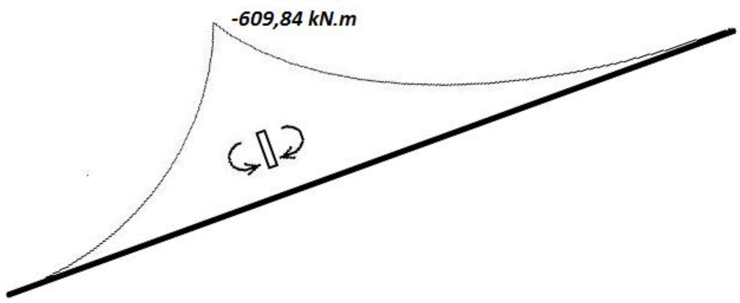
AXILES (Nd)



CORTANTES (Vd)



FLECTORES (Md)



· En primer lugar calculamos la geometría de masas:

$A = 2 \cdot 200 \cdot 2e + 60e \cdot e = 800e + 60e^2$ [mm²]

$I_y = \frac{e \cdot (60e)^3}{12} + 2\left[\frac{200(2e)^3}{12} + 200 \cdot 2e \cdot (31e)^2\right] = 18000e^4 + 769067e^3$ [mm⁴]

$I_z = \frac{60e \cdot e^3}{12} + 2\left[\frac{2e \cdot 200^3}{12}\right] = 5e^4 + 2.666.667e$ [mm⁴]

$W_{ELy} = \frac{I_y}{h/2} = \frac{I_y}{32e} = 562'5e^3 + 24033e^2$ [mm³]

(otras propiedades se calculan posteriormente)

a) ◦ ELS DEFORMACIONES

$q_K = 27'7$ KN/m.

$f_{max} \leq f_{adm}$. $\frac{q_K \cdot L^4}{12 E \cdot I} \leq \frac{L}{300}$ (voladizo)

$\frac{27'7 \cdot 6000^4}{12 \cdot 210.000 \cdot I_y} \leq \frac{6000}{300} \rightarrow I \geq 71.228 \cdot 10^4 mm^4 = \underline{71228 cm^4}$

- Para los valores de espesor suministrados

$e = 8mm \longrightarrow I_y = 46.749 cm^4 < I_{min}$ (NO VALE)

$e = 10mm \longrightarrow I_y = \underline{94.907 cm^4} > I_{min}$ CUMPLE

◦ ELU RESISTENCIA SECCIONES

· La sección más desfavorable es el lado izquierdo del apoyo B, con unos esfuerzos $N_d = 127'13 KN$ (tracción)

$V_d = 220'2 KN$

$M_d = 609'84 KN \cdot m$.

· Comprobación CORTANTE: $V_{ed} \leq V_{plRd}$

$V_{plRd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$ ($f_{yd} = \frac{265}{\gamma_s}$ MPa para espesores $t > 16$)

$220.200 \leq d \cdot t \cdot \frac{265/1'05}{\sqrt{3}}$; $220.200 \leq 60e \cdot e \cdot \frac{265/1'05}{\sqrt{3}} \rightarrow \boxed{e \geq 5'02 mm}$

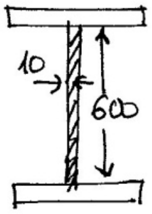
CUALQUIER ESPESOR CUMPLE

NOTA: Antes de continuar, calculamos la CLASE del PERFIL.

· Determinación de la CLASE RESISTENTE del perfil

· Comprobamos la clase con $e = 10mm$.

ALMA: suponemos flexión simple como simplificación ($M >> N$)



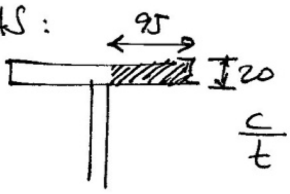
$$\frac{c}{t} = \frac{600}{10} = 60.$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0'924$$

CLASE 1: $\frac{c}{t} < 72\varepsilon = 66'55$

ALMA: CLASE 1

ALAS:



$$\frac{c}{t} = \frac{95}{20} = 4'75$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{265}} = 0'941$$

CLASE 1: $\frac{c}{t} < 9\varepsilon = 8'47$

ALAS: CLASE 1

$\Longrightarrow$ LUEGO LA SECCIÓN ES **CLASE 1**

· Al ser clase 1, se permite el cálculo plástico, por lo que las propiedades derivadas del mismo (W_{ply}) son:

$$W_{ply} = 2 \cdot S_x = 2 \cdot \left[200 \cdot 2e \cdot (31e) + e \cdot 30 \cdot e \cdot (15e) \right] = 24800 e^2 + 900 e^3 \; [mm^3]$$

NOTA: En caso de tener que probar con un espesor superior (12, 14...), la sección seguirá siendo CLASE 1.

· Comprobación PRECISA a Reducción de Resistencia por CORTANTE

→ La zona del Área de cortante A_V corresponde al ALMA de la viga armada. Como el primer espesor válido es $\underline{e = 10mm}$ (ELS), la resistencia $f_{yd} = \frac{275}{1'05}$, y el valor exacto de $V_{pl,Rd}$ queda:

$$V_{plRd} = A_V \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 600 \cdot 10 \cdot \frac{275/1'05}{\sqrt{3}} = 907.265 N = \underline{907 KN}$$

· Aun considerando $f_y = 265$, la condición CUMPLE que $\underline{V_{Ed} < 0'5 V_{plRd}}$, por lo que para un esp = 10mm, no hay que reducir la resistencia de la sección frente a solicitaciones normales:

· Comprobación AXIL + FLECTOR (tomamos $f_y = 265$ por las alas e = 20mm)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{plRd}} + \frac{M_{Edy}}{M_{plRdy}} \leq 1$$

(para esp = 10mm)

$$\frac{127.130}{A \cdot \frac{265}{1'05}} + \frac{609'84 \cdot 10^6}{W_y \cdot \frac{265}{1'05}} \leq 1 \qquad \begin{cases} A = 14000 mm^2 = 140 cm^2 \\ W_{ply} = 3.380.000 mm^3 = 3380 cm^3 \end{cases}$$

$$\frac{127.130}{14000 \cdot \frac{265}{1'05}} + \frac{609'84 \cdot 10^6}{3380 \cdot 10^3 \cdot \frac{265}{1'05}} = 0'751 < 1 \longrightarrow \boxed{\text{CUMPLE RESIST. SECCIONES}}$$

b) COMPROBACIÓN PANDEO LATERAL

- No será necesaria si $L_C \leq 40 \cdot i_{min}$

$L_C = 1500 mm$

$$i_{min} = i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{2672 \cdot 10^4}{14000}} = 43'68 mm \longrightarrow 40 i_{min} = 1747 mm$$

(Con e = 10mm)

Como $L_C < 40 i_{min}$, NO ES NECESARIO COMPROBAR A PANDEO LATERAL.

c] Comprobación ABOLLADURA

- No será necesaria si (rigidizadores) se cumple:

$\cdot \frac{d}{t} < 30\varepsilon\sqrt{K_\tau}$ $\quad$ con $K_\tau = 5'34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{d}\right)^2}$

a: dist rigidizadores (la mínima) $= \frac{3'47}{\cos 30} = 4m$.

$d = 600mm$

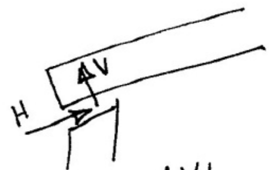
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275 (alma)}} = 0'924$

$$\boxed{\frac{d}{t} = \frac{600}{10} = 60 < 30 \cdot 0'924\sqrt{5'34 + \frac{4}{\left(\frac{4}{0'6}\right)^2}} = 64'6} \text{ OK!}$$

· Luego NO ES NECESARIO COMPROBAR A ABOLLADURA

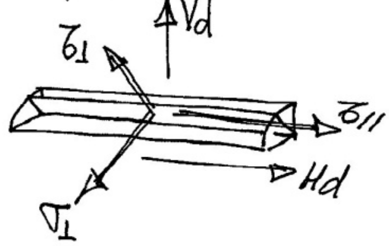
d] Dimensionado SOLDADURAS.

· Los esfuerzos que soporta son (apoyo izquierdo):



• $\underline{\underline{H_d}} = N_d = 48'9\,KN$

• $\underline{\underline{V_d}} = 84'7\,KN$



$$\sigma_\perp = \frac{V_d \cdot \cos 45}{2 \cdot a \cdot L} = \frac{84700 \cdot \sqrt{2}/2}{2 \cdot a \cdot 200} = \frac{149'73}{a}$$

$$\tau_\perp = \frac{V_d \cdot \operatorname{sen} 45}{2 \cdot a \cdot L} = \frac{149'73}{a}$$

$$\tau_{//} = \frac{H_d}{2 \cdot a \cdot L} = \frac{48900}{2 \cdot a \cdot 200} = \frac{122'3}{a}$$

$\ast$ $\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_\perp^2 + 3(\tau_\perp^2 + \tau_{//}^2)} \le \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$; $\sqrt{\left(\frac{149'73}{a}\right)^2 + 3\left[\left(\frac{149'73}{a}\right)^2 + \left(\frac{122'3}{a}\right)^2\right]} \le \frac{430}{0'85 \cdot 1'25}$

... Despejando $\frac{366'8}{a} \le 405 \longrightarrow a \ge 0'91mm$

$\ast$ $\sigma_\perp \le \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$; $\frac{149'73}{a} \le \frac{430}{1'25} \longrightarrow a \ge 0'43mm$

- Condiciones mínimas: $a \ge 3mm$
- Condición recomendada $a \ge 0'3 \cdot t_{max} = 0'3 \cdot 20 = 6mm$

SOLUCIÓN $\boxed{a = 3mm}$

(más adecuada sería $a = 6mm$)

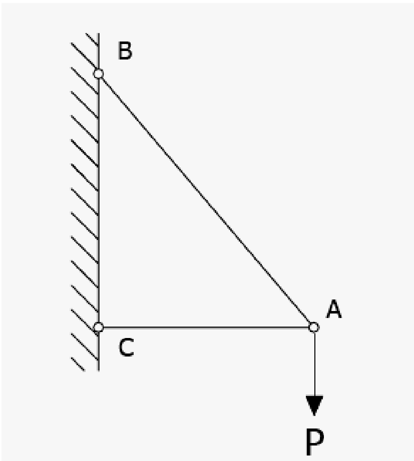
Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante
Escola Politècnica Superior
Escuela Politécnica Superior

dicopiu

6302	ESTRUCTURAS METÁLICAS	
PARTE: 3 de **3**	**EJERCICIO PRÁCTICO 2**	
Convocatoria: **Diciembre 2009**	Fecha: **14.11.2009**	Mínimo eval.: **8/25**
Curso: **2009-2010**	Tiempo: **60 min**	Valor: **25/70**

Se permite el uso de calculadora programable y todo tipo de material bibliográfico auxiliar.
Deberán justificarse suficientemente los resultados obtenidos.
Los elementos no definidos en el ejercicio se suponen de resistencia suficiente.

En la estructura articulada de la figura adjunta, sometida a una acción variable P, se pide:



Datos:

- Distancia AC = 2 m.
- Distancia AB = 3 m.
- Acero S 275 J0

a) Considerando las barras de sección tubular Ø45.4 y de acero laminado en caliente:

a.1) Clasificar la sección

a.2) Calcular la menor magnitud de la carga P para la cual se produce la rotura de la estructura, indicando para qué barra se inicia la misma.

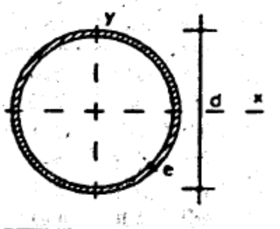
b) Considerando las barras como la sección indicada en la figura correspondiente (Fig. 2):

b.1) Clasificar la sección en función de su espesor "e"

b.2) Calcular el valor de "e" para la cual se produce la rotura de la estructura, para un valor de P = 500 kN, indicando para qué barra se inicia la misma y en qué plano de pandeo.

Nota: Los datos y coeficientes no indicados en el enunciado deben ser adoptados de forma justificada por el alumno

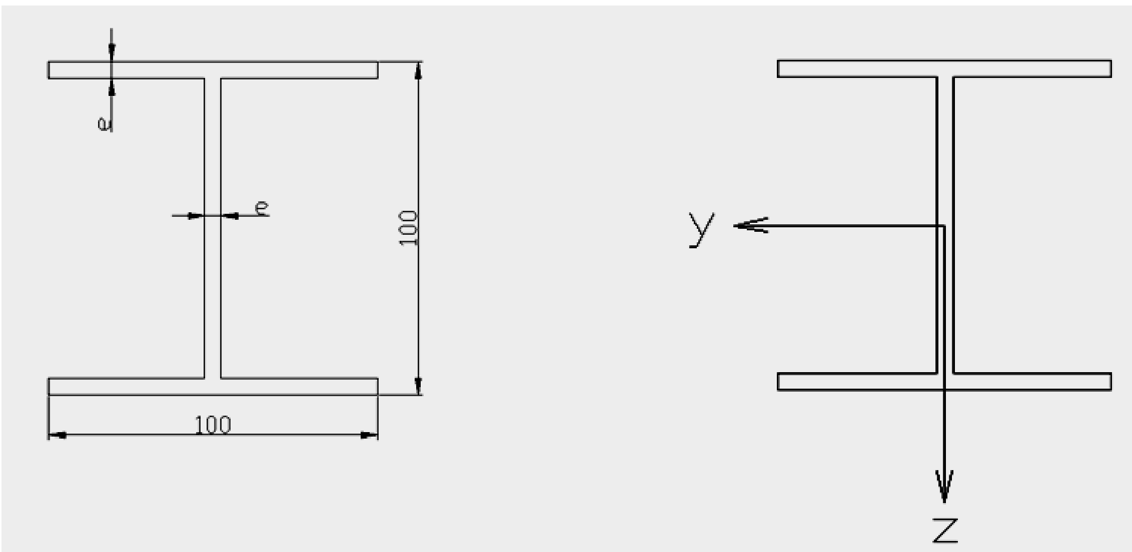
Fig. 1 - Parámetros sección hueca circular, Apartado a)



u = Perimetro
A = Area de la sección
S = Momento estático de media sección, respecto a un eje baricéntrico
I = Momento de inercia de la sección, respecto a un eje baricéntrico
W = $2I : d$. Módulo resistente de la sección, respecto a un eje baricéntrico
i = $\sqrt{I : A}$. Radio de giro de la sección, respecto a un eje baricéntrico
I_t = Módulo de torsión de la sección

Perfil	Dimensiones			Términos de sección						Peso	
	d mm	e mm	u mm	A cm^2	S cm^3	I cm^4	W cm^3	i cm	I_t cm^4	ρ kp/m	
Ø 40.2	40	2	126	2.39	1.44	4.33	2.16	1.35	8.66	1.88	P
Ø 40.3	40	3	126	3.49	2.05	6.01	3.00	1.31	12.00	2.74	P
Ø 40.4	40	4	126	4.52	2.60	7.42	3.71	1.28	14.80	3.55	C
Ø 45.2	45	2	141	2.70	1.85	6.26	2.78	1.52	12.50	2.12	P
Ø 45.3	45	3	141	3.96	2.65	8.77	3.90	1.49	17.50	3.11	P
Ø 45.4	45	4	141	5.15	3.37	10.90	4.84	1.45	21.80	4.04	C
Ø 50.2	50	2	157	3.02	2.30	8.70	3.48	1.69	17.40	2.37	P
Ø 50.3	50	3	157	4.43	3.31	12.20	4.91	1.66	24.50	3.47	P
Ø 50.4	50	4	157	5.78	4.23	15.40	6.16	1.63	30.80	4.53	P
Ø 55.2	55	2	173	3.33	2.81	11.70	4.25	1.87	23.40	2.61	C
Ø 55.3	55	3	173	4.90	4.06	16.60	6.04	1.84	33.20	3.85	C
Ø 55.4	55	4	173	6.41	5.21	21.00	7.64	2.01	42.00	5.03	C

Fig. 2 - Geometría de la sección, Apartado b)



b) BARRA AC. COMPRESIÓN.

* Se debe cumplir que:

$$N_{t,Rd} \le N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} = 130'95 \text{ kN}$$

Luego $P_2 = N_{AC} \cdot tg\,\alpha = 130'95 \cdot tg\,\alpha = 146'41 \text{ kN}$

□ E.L.U. RESISTENCIA BARRAS

BARRA AC. COMPRESIÓN.

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

L_K (barra biarticulada) $= 1 \cdot L = 2$ m

TABLA 6.2 $\Longrightarrow$ CURVA a

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_K}\right)^2 \cdot E \cdot I = \left(\frac{\pi}{2000}\right)^2 \cdot 210.000 \cdot 10'9 \cdot 10^4 = 56.478'8 \text{ N}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{515 \cdot 275}{56.478'8}} = 1'58 \xrightarrow{\text{CURVA A}} \chi = 0'341$$

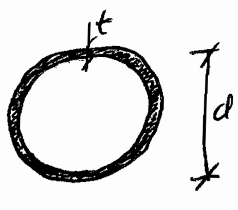
$$N_d \le 0'341 \cdot 515 \cdot \frac{275}{1'05} = 45'99 \text{ kN}$$

Luego $P_3 = N_{AC} \cdot tg\,\alpha = 45'99 \cdot tg\,\alpha = 51'42 \text{ kN}$

Solución: El menor de $\{P_1, P_2, P_3\} \Rightarrow P_d = P_3 = 51'42 \text{ kN}$

$$\boxed{P_k = \frac{51'42}{1'5} = 34'28 \text{ kN}}$$

(a) CLASIFICAR LA SECCIÓN



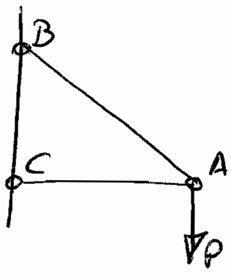
COMPRESIÓN

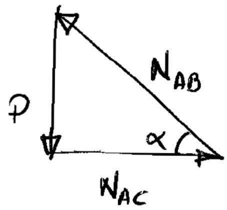
$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0'924$$

$$\frac{d}{t} = \frac{45}{4} = 11'25 < 50 \cdot \varepsilon^2 = 50 \cdot 0'924^2 = 42'69 \Rightarrow \text{CLASE 1}$$

Solución:

Al estudiar el nudo comprobamos que la barra AB está solicitada a tracción, mientras que la barra AC lo está a compresión:





$\alpha = \arc\cos \frac{2}{3} = 48'190$

(b) Del equilibrio del nudo obtenemos: $\operatorname{sen} \alpha = \dfrac{P}{N_{AB}} \Longrightarrow N_{AB} = \dfrac{P}{\operatorname{sen}\alpha}$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{P}{N_{AC}} \Longrightarrow N_{AC} = \frac{P}{\operatorname{tg}\alpha}$$

A partir de aquí, realizamos las comprobaciones de las dos barras:

I E.L.U. RESISTENCIA SECCIONES

a) BARRA AB. TRACCIÓN.

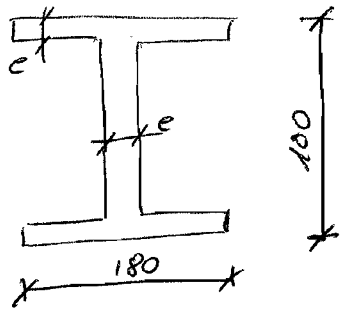
* Se debe de cumplir que:

$$N_{t,Rd} \leq N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} = 500 \cdot \frac{275}{1'05} = 130'95 \text{ KN}$$

$$N_{t,Rd} \leq N_{u,Rd} = 0'9 \cdot A_{NETA} \cdot f_{ud} = 0'9 \cdot 500 \cdot \frac{410}{1'25} = 147'60 \text{ KN}$$

Luego $P_1 = N_{AB} \cdot \operatorname{sen}\alpha = 130'95 \cdot \operatorname{sen}\alpha = 97'60$ KN

(b)



(b1) CLASIFICAR LA SECCIÓN EN FUNCIÓN DE "e"

ALMA: $\frac{c}{t} = \frac{100-2e}{e}$

CLASE 1	CLASE 2	CLASE 3
33ε	38ε	42ε
(30'49)	(35'11)	(38'81)

$\varepsilon = 0'924$

CLASE 1: $\frac{100}{e} - 2 \leq 30'49 \Longrightarrow e \geq 3'08$ mm

CLASE 2: $\frac{100-2e}{e} \leq 35'11 \Longrightarrow e \geq 2'69$ mm

CLASE 3: $\frac{100-2e}{e} \leq 38'81 \Longrightarrow e \geq 2'45$ mm

CLASE 4: $e < 2'45$ mm

ALA: $\frac{c}{t} = \frac{50-0'5e}{e}$

CLASE 1	CLASE 2	CLASE 3
9ε	10ε	14ε
(8'32)	(9'24)	(12'94)

CLASE 1: $\frac{50-0'5e}{e} \leq 8'32 \Longrightarrow e \geq 5'67$ mm

CLASE 2: $\frac{50-0'5e}{e} \leq 9'24 \Longrightarrow e \geq 5'13$ mm

CLASE 3: $\frac{50-0'5e}{e} \leq 12'94 \Longrightarrow e \geq 3'72$ mm

CLASE 4: $e < 3'72$ mm

(b2) Para $P = 500$ kN calcular "e" para rotura.

* Características mecánicas de la sección:

$$A = 2 \times 100 \times e + (100-2e) \times e = 300e - 2e^2$$

$$I_Y = \frac{1}{12} e \times (100-2e)^3 + 2\left(\frac{1}{12} 100 \times e^3 + 100 \times e \times \left(50 + \frac{e}{2}\right)^2\right)$$

$$I_Z = \left(\frac{1}{12} e \times 100^3\right) \times 2 + \frac{1}{12}(100-2e) \cdot e^3$$

* Como $I_Z < I_Y$ y la estructura tiene las mismas condiciones de pandeo en los 2 ejes, comprobaremos el pandeo respecto al eje z (PANDEO PLANO PERPENDICULAR PAPEL)

Primero predimensiono con ELU RESISTENCIA SECCIÓN:

$$P_d = 500 \times 1'5 = 750 \text{ kN}$$

$$N_d = \frac{P_d}{tg\,\alpha} = \frac{750}{tg\,\alpha} = 670'82 \text{ kN}$$

$$N_d \leq A \times \frac{f_{yd}}{\gamma_M} \Rightarrow 670'82 \times 10^3 = (300e - 2e^2) \times \frac{275}{1'05}$$

$$e = 9'09 \text{ mm}$$

Luego empiezo a comprobar con $e = 10$ mm.

$\boxed{e = 10\ mm}$

$$A = 2800\ mm^2$$

$$I_z = 1.673.333\ mm^4$$

$$L_K = 1 \times 2000 = 2000\ mm$$

$$N_{CR} = \left(\frac{\pi}{2000}\right)^2 \times 210.000 \times 1.673.333 = 867.045\ N$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = \sqrt{\frac{2800 \cdot 275}{867.045}} = 0'94 \xrightarrow{\text{CURVA C}} \chi = 0'575$$

$$N_d = 670'82 \times 10^3 \nleq 0'575 \cdot 2800 \cdot \frac{275}{1'05} = 421'66 \times 10^3\ N$$

<u>NO CUMPLE</u>

$\boxed{e = 16\ mm}$

$$A = 4288\ mm^2$$

$$I_z = 2.689.877\ mm^4$$

$$N_{CR} = 1.393.771\ N$$

$$\bar{\lambda} = 0'92 \xrightarrow{\text{CURVA C}} \chi = 0'588$$

$$N_d = 670'82 \times 10^3\ N \nleq 0'588 \cdot 4288 \cdot \frac{275}{1'05} = 660.352\ N$$

<u>NO CUMPLE</u>

$\boxed{e = 18\ mm}$ OJO: Como $e = 18\ mm$, $f_y = 265\ MPa$

$$A = 4752\ mm^2$$

$$I_z = 3.031.104\ mm^4$$

$$N_{CR} = 1.570.579\ N$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{4752 \cdot 265}{1.570.579}} = 0'90 \xrightarrow{\text{CURVA C}} \chi = 0'600$$

$$N_d = 670'82\ KN < 0'6 \cdot 4752 \cdot \frac{265}{1'05} = 719'588\ KN$$

<u>CUMPLE</u>

Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante
Escola Politècnica Superior
Escuela Politécnica Superior

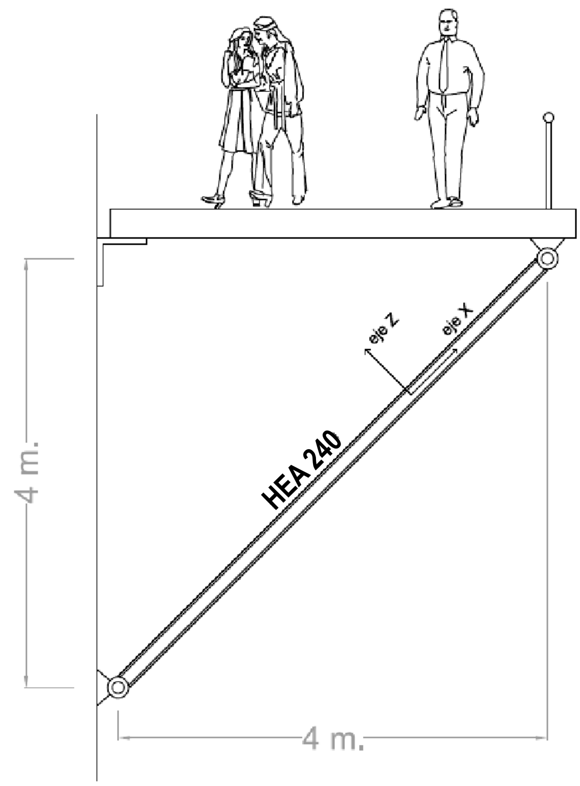
dicopiu

6302	ESTRUCTURAS METÁLICAS	
PARTE: 1 de **3**	**EJERCICIO PRÁCTICO 1**	
Convocatoria: **C3 - Junio 2010**	Fecha: **04.06.2010**	Valor: **1/3**
Curso: **2009/2010**	Tiempo: **60 min**	
Se permite el uso de calculadora programable, normativa CTE y resúmenes manuscritos por el alumno. Deberán justificarse suficientemente los resultados obtenidos. Los elementos no definidos en el ejercicio se suponen de resistencia suficiente.		

La pasarela peatonal de la figura, compuesta por una losa biapoyada, está soportada por un perfil HEA 240 de acero S 275 JR cada 20 metros de longitud de pasarela. Los extremos de dicho perfil son rótulas cilíndricas: permiten el giro en el plano del dibujo pero no permiten el giro en el perpendicular.

Las acciones a considerar son:

- Peso propio de la losa, pavimento y otros elementos auxiliares G_K= 10 kN/m^2.
- Sobrecarga de uso Q_{K1}
- Sobrecarga de nieve Q_{K2}, correspondiente a Alicante.
- Sobrecarga de viento sobre la losa (vertical y hacia abajo): Q_{K3}= 2 kN/m^2.

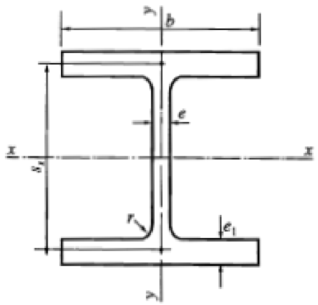


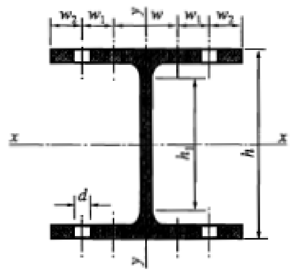
Se pide:

a) Calcular la máxima carga que es capaz de soportar el perfil HEA.

b) A partir de la carga obtenida, calcular cual es la sobrecarga de uso máxima en valor característico que es capaz de soportar la estructura.

NOTA: SE ADJUNTA TABLA DE CARACTERISTICAS DE LA SERIE **HEA** EN EL ANVERSO DE LA HOJA





A = Área de la sección
I = Momento de inercia
W = Módulo resistente
$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = Radio de giro
S_x = Momento estático de media sección
$s_x = \frac{I_x}{S_x}$ = Distancia entre los centros de compresión y tracción
η = Rendimiento
u = Perímetro

HEA	Dimensiones (mm)						Sección	Peso	Referido al eje x-x			Referido al eje y-y			w	w_1	w_2	∅ d	S_x	s_x	$\eta =$	u	HEA
	h	b	e	e_1	r	h_1	A cm²	P kg/m	I_x cm⁴	W_x cm³	i_x cm	I_y cm⁴	W_y cm³	i_y cm				mm	cm³	cm	W_x/P	m²/m	
100	96	100	5	8	12	56	21,2	16,7	349	72,8	4,06	134	26,8	2,51	55	—	22,5	13	41,5	8,41	4,36	0,561	100
120	114	120	5	8	12	74	25,3	19,9	606	106	4,89	231	38,5	3,02	65	—	27,5	17	59,7	10,1	5,33	0,677	120
140	133	140	5,5	8,5	12	92	31,4	24,7	1.030	155	5,73	389	55,6	3,52	75	—	32,5	21	86,7	11,9	6,28	0,794	140
160	152	160	6	9	15	104	38,8	30,4	1.670	220	6,57	616	76,9	3,98	85	—	37,5	23	123	13,6	7,24	0,906	160
180	171	180	6	9,5	15	122	45,3	35,5	2.510	294	7,45	925	103	4,52	100	—	40	25	162	15,5	8,28	1,02	180
200	190	200	6,5	10	18	134	53,8	42,3	3.690	389	8,28	1.340	134	4,98	110	—	45	25	215	17,2	9,20	1,14	200
220	210	220	7	11	18	152	64,3	50,5	5.410	515	9,17	1.950	178	5,51	120	—	50	25	284	19,0	10,2	1,26	220
240	230	240	7,5	12	21	164	76,8	60,3	7.760	675	10,11	2.770	231	6,00	90	35	40	25	372	20,9	11,2	1,37	240
260	250	260	7,5	12,5	24	177	86,8	68,2	10.450	836	11,0	3.670	282	6,50	100	40	40	25	460	22,7	12,3	1,48	260
280	270	280	8	13	24	196	97,3	76,4	13.670	1.010	11,9	4.760	340	7,00	110	45	40	25	556	24,6	13,2	1,60	280
300	290	300	8,5	14	27	208	113	88,3	18.260	1.260	12,7	6.310	421	7,47	120	50	40	25	692	26,4	14,3	1,72	300
320	310	300	9	15,5	27	225	124	97,6	22.930	1.480	13,6	6.990	466	7,51	120	50	40	25	814	28,2	15,2	1,76	320
340	330	300	9,5	16,5	27	243	133	105	27.690	1.680	14,4	7.440	496	7,46	120	50	40	25	925	29,9	16,0	1,79	340
360	350	300	10	17,5	27	261	143	112	33.090	1.890	15,2	7.890	526	7,43	120	50	40	25	1.040	31,7	16,9	1,83	360
400	390	300	11	19	27	298	159	125	45.070	2.310	16,8	8.560	571	7,34	120	50	40	25	1.280	35,2	18,5	1,91	400
450	440	300	11,5	21	27	344	178	140	63.720	2.900	18,9	9.470	631	7,29	120	50	45	25	1.610	39,6	20,7	2,01	450
500	490	300	12	23	27	390	198	155	86.970	3.550	21,0	10.370	691	7,24	120	45	45	28	1.970	44,1	22,9	2,11	500
550	540	300	12,5	24	27	438	212	166	111.900	4.150	23,0	10.820	721	7,15	120	45	45	28	2.310	48,4	25,0	2,21	550
600	590	300	13	25	27	486	226	178	141.200	4.790	25,0	11.270	751	7,05	120	45	45	28	2.680	52,8	26,9	2,31	600

a] CARGA MÁXIMA QUE SOPORTA EL HEB240 (HEA240)

- Plano papel: BIAPOYADO ($\beta_y = 1$)
- Plano perp. papel NO GIRA = BIEMPOTRADO ($\beta_z = 0'5$)
- Datos del perfil $A = 76'8\,cm^2$ $i_y = 10'11\,cm$ $i_z = 6'00\,cm$.

- DADO QUE ES UN ELEMENTO SOMETIDO A COMPRESIÓN SIMPLE, LA MÁXIMA CARGA QUE SOPORTA SERÁ $N_{B,Rd}$

$$N_{bRd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} \quad \text{con } f_{yd} = 275/1'05 \ (t < 16\,mm)$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\frac{\beta_y \cdot L}{i_y}}{\sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E}{f_y}}} = \frac{\frac{1 \cdot 400\sqrt{2}}{10'11}}{86'8} = 0'645$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\frac{\beta_z \cdot L}{i_z}}{86'8} = \frac{\frac{0'5 \cdot 400\sqrt{2}}{6'00}}{86'8} = 0'543$$

- Las esbelteces no difieren mucho. Como en cada plano la curva de pandeo es distinta, calculamos χ en ambas direcciones:

(6.2) Perfil laminado H > $\frac{h}{b} < 1'2$ > $t < 100$ $\rightarrow$ eje Y: CURVA B ($\alpha = 0'34$)
$\hookrightarrow$ eje Z: CURVA C ($\alpha = 0'49$)

- Si disponemos de tablas podemos calcular directamente el coeficiente. En caso contrario, seguimos 6.3.2.1.

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_k^2}}, \quad \text{con } \phi = 0'5\left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_k - 0'2) + \bar{\lambda}_k^2\right]$$

- Eje Y $\begin{cases} \bar{\lambda}_k = 0'645 \\ \alpha = 0'34 \end{cases}$ $\phi_y = 0'5[1 + 0'34(0'645 - 0'2) + 0'645^2] = 0'7837$

$$\chi_y = \frac{1}{0'7837 + \sqrt{0'7837^2 - 0'645^2}} = \underline{\underline{0'814}}$$

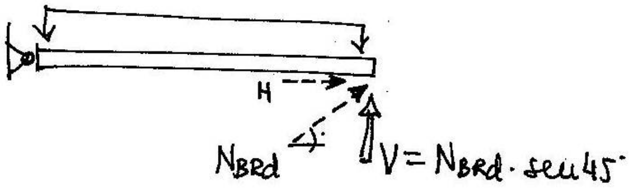
- Eje Z $\begin{cases} \bar{\lambda}_k = 0'543 \\ \alpha = 0'49 \end{cases}$ $\phi_z = \dots = 0'7314 \longrightarrow \chi_z = \dots = \underline{\underline{0'819}}$

∘ POR MUY POCO PERO EL EJE MÁS DESFAVORABLE ES EL <u>EJE Y</u> (con menor χ). LA CARGA MÁXIMA SERÁ ENTONCES

$$\boxed{N_{max}} = N_{bRd} = \chi_{min} \cdot A \cdot f_{yd} = 0'814 \cdot 7680 \cdot \frac{275}{1'05} = \underline{\underline{1637'3\ KN}}$$

B/ SOBRECARGA DE USO MÁXIMA.

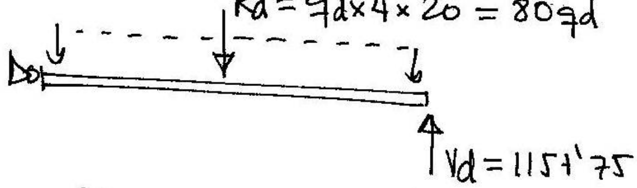
- Si el máximo axil en la biela es el anterior, la reacción sobre el apoyo de la losa es el mismo.



$$\underline{V_d} = 1637'3 \cdot sen45° = \underline{\underline{1157'75\,KN}}$$

- Dado que tenemos una biela cada 20m, la carga distribuida máxima que podemos soportar será:

$$R_d = q_d \times 4 \times 20 = 80\,q_d$$



$$\sum M_{izq} = 0;\ 1157'75 \cdot 4 = 80\,q_d \cdot 2 \longrightarrow \underline{q_{d\,max} = 28'94375\ KN/m^2}$$

∘ DICHA q_d SERÁ LA MÁS DESFAVORABLE SOBRE LA ESTRUCTURA. LA SBUSO SERÁ SEGURAMENTE LA ACCIÓN MÁS IMPORTANTE ENTRE LAS VARIABLES, POR LO QUE LA CONSIDERAMOS COMO PRINCIPAL EN LA COMBINACIÓN DE ACCIONES

$$q_{d\,max} = \sum \gamma_G \cdot G_K + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \sum_{i=2}^{N} \gamma_Q \cdot Q_{Ki} \cdot \psi_{0,i}$$

$$q_{d\,max} = \underbrace{1'35 \cdot \sum G_K}_{\text{PESO PROPIO}} + \underbrace{1'50 \cdot Q_{K1}}_{\text{SBUSO}} + 1'50 \cdot \underbrace{\sum \psi_0 \cdot Q_{Ki}}_{\text{SBNIEVE, SBVIENTO}}$$

· Si es necesario, esta combinación puede modificarse en caso de no ser la SBU la más importante

- Según CTE DB-SE/AE, la SBNieve en Alicante es $Q_{K2} = 0'2\ KN/m^2$
- Acciones $G_K = 10\ KN/m^2$

Q_{K1} = DESCONOCIDA —— $\psi_0 = 0'7$

$Q_{K2} = 0'2\ KN/m^2$ —— $\psi_0 = 0'5$

$Q_{K3} = 2\ KN/m^2$ —— $\psi_0 = 0'6$

$$q_{dmax} = 1'35 \cdot 10 + 1'50 \cdot Q_{K1} + 1'50 \cdot 0'5 \cdot 0'2 + 1'50 \cdot 0'6 \cdot 2 = 28'94$$

$$13'5 + 1'50\, Q_{K1} + 0'15 + 1'8 = 28'94$$

Despejando $\boxed{Q_{K1} = 8'993 \sim 9\ KN/m^2}$

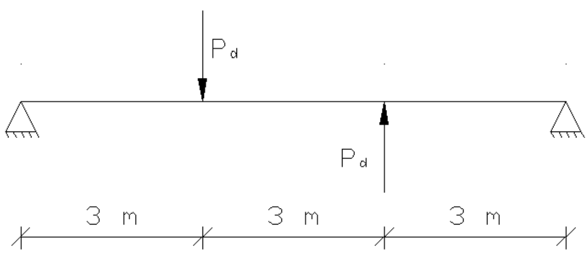
Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante
Escola Politècnica Superior
Escuela Politécnica Superior

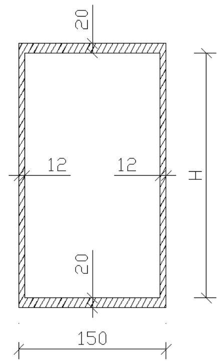
dicopiu

6302	ESTRUCTURAS METÁLICAS	
PARTE: 2 de 3	**EJERCICIO PRÁCTICO 2**	
Convocatoria: **C3 - Junio 2010**	Fecha: **04.06.2010**	Valor: **1/3**
Curso: **2009/2010**	Tiempo: **60 min**	
Se permite el uso de calculadora programable, normativa CTE y resúmenes manuscritos por el alumno. Deberán justificarse suficientemente los resultados obtenidos. Los elementos no definidos en el ejercicio se suponen de resistencia suficiente.		

El siguiente esquema estructural está soportado por una viga armada de acero S 275 J0 en cajón soldado, de las características geométricas indicadas en la figura.

P_d = 400 kN





cotas en mm

Se pide:

a) Calcular el valor de **H** (en mm) para que la viga cumpla a ELU de resistencia de secciones. Como condición se impone que el valor mínimo de **H** sea tal que pueda despreciarse la reducción del momento plástico resistido por la sección debido al esfuerzo cortante. **H** deberá ser múltiplo de 10 mm.

b) Con el valor de **H** obtenido en el apartado anterior, se pide:

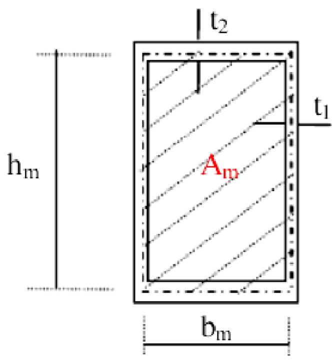
   b1) Clasificar la sección.

   b2) Comprobar el pandeo lateral del ala comprimida. Arriostrar lateralmente o dar cualquier otra solución, si fuera necesario, adoptando C_1 = 1,0

   b3) Comprobar la abolladura del alma en la viga.

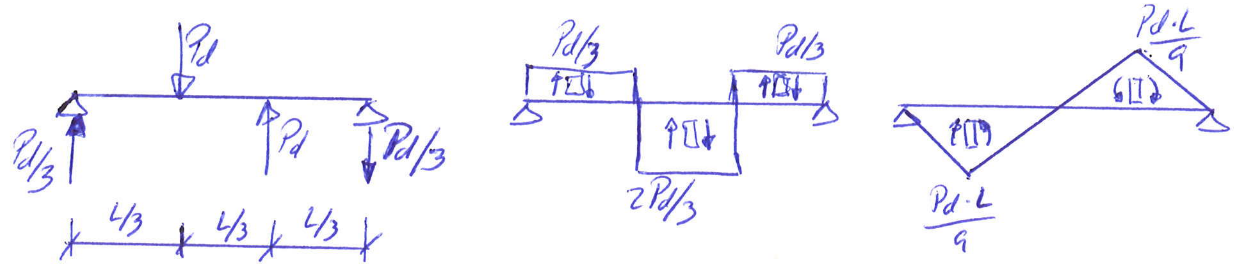
   b4) Realizar la comprobación de cargas concentradas, rigidizando el alma si fuera necesario. Tomar S_s = 300 mm.

NOTA: Determinación del valor de I_t:



$$I_t = \frac{4.b_m^2.h_m^2}{2.\frac{b_m}{t_2}+2.\frac{h_m}{t_1}}$$

a) Hallamos los esfuerzos en la viga:



Como se puede observar, en la misma rebanada se producen los esfuerzos máximos:

$$V_{d\,max} = \frac{2Pd}{3} = \frac{800}{3}\ KN$$

$$M_{d\,max} = \frac{Pd \cdot L}{9} = 400\ KN \cdot m$$

Debido a que se produce interacción entre flector y cortante, pasamos a comprobar la sección, de acuerdo al art. 6.2.8:

* Comprobación de la sección a cortante:

$$V_d \leq A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 2 \times (12 \times H) \cdot \frac{265/1'05}{\sqrt{3}} = 3'5 \cdot H \ (KN)$$

Luego, la sección, como mínimo, tendrá que tener una "H":

$$H \geq \frac{800}{3'5 \cdot 3} = 76'19\ mm$$

- Para que se puede despreciar la reducción del momento plástico resistido por la sección debido al esfuerzo cortante, el cortante de cálculo tendrá que ser menor que la mitad de la resistencia de la sección a cortante, por lo que:

$$V_d \leq 0'5 \cdot V_{pl,Rd} = 0'5 \cdot A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

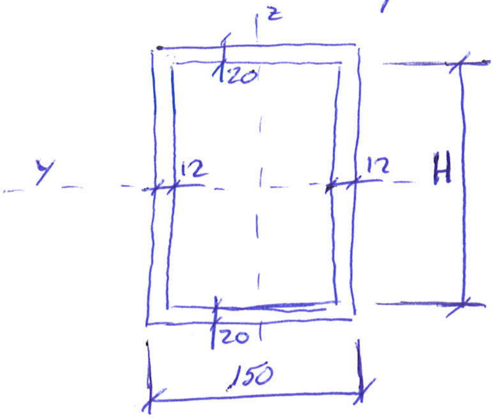
Despejando, $H \geq 152'38\ mm$

* Comprobación de la sección a Flexión:

- Si fuera sección de clase 1 ó 2:

$$M_d \leq M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd}$$

Siendo $W_{pl} = 2 \cdot S_y = 2 \times \left[150 \times 20 \times \left(\frac{H}{2}+10\right) + 2 \cdot 12 \times \frac{H}{2} \cdot \frac{H}{4} \right]$



$$W_{pl,y} = 3000\,H + 60.000 + 6H^2$$

- Luego se tiene que cumplir:

$$400 \cdot 10^6 \leq (3000\,H + 60.000 + 6H^2)\,\frac{265}{1'05}$$

Despejando: $H \geq 312$ mm

Luego, para que cumpla todas las condiciones impuestas, la solución es $\boxed{H = 320\text{ mm}}$

b1) Clasificar la sección:

Para la comprobación de la sección a flexión, hemos supuesto que la sección es clase 1 ó 2. Vamos a corroborarlo:

Alma: Flexión simple: $\frac{c}{t} = \frac{320}{12} = 26'66$ $\qquad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{265}} = 0'942$

CLASE 1	CLASE 2	CLASE 3
72ε (67'80)	83ε	124ε

$\Rightarrow$ CLASE 1

Ala: Compresión simple: $\frac{c}{t} = \frac{126}{20} = 6'3$

CLASE 1	CLASE 2	CLASE 3
33ε (31'08)	38ε	42ε

$\Rightarrow$ CLASE 1

$\boxed{\text{CLASE 1}}$

b2) Pandeo lateral del ala comprimida:

Debe verificarse que: $M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \geq M_d$

$$M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_c}\sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 1 \cdot \frac{\pi}{9000}\sqrt{81.000 \times 124.966.115 \times 210.000 \times 47.906.640}$$

siendo: $C_1 = 1$ (enunciado)

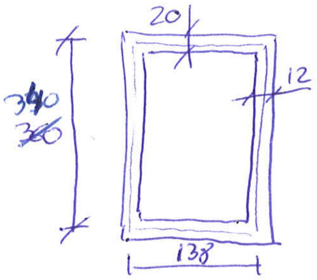
$\underline{M_{LTv} = 3522'5 \text{ kN·m}}$

$L_c = 9000$ mm

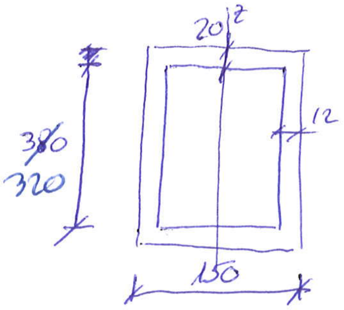
$G = 81.000$ N/mm^2

$E = 210.000$ N/mm^2

Calculemos I_T e I_z:



$$I_t = \frac{4 \cdot b_m^2 \cdot h_m^2}{2\frac{b_m}{t_2} + 2\frac{h_m}{t_1}} = \frac{4 \cdot 138^2 \cdot 340^2}{2 \cdot \frac{138}{20} + 2 \cdot \frac{340}{12}} = 124.966.115 \text{ mm}^4$$



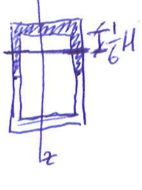
$$I_z = 2 \times \left(\frac{1}{12}\, 20 \times 150^3 + \frac{1}{12}\, 320 \times 12^3 + 320 \times 12 \times 69^2\right)$$

$$I_z = 47.906.640 \text{ mm}^4$$

$$M_{LTw} = W_{el,y}\frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 1.328.533 \cdot \frac{\pi^2 \times 210.000}{9000^2} \cdot 1 \cdot 52'36^2 = 93'20 \text{ kN·m}$$

$$W_{el,y} = \frac{I_y}{h/2} = \frac{239.136.000}{360/2} = 1.328.533 \text{ mm}^3$$

$$I_y = 2 \times \left(\frac{1}{12}\, 12 \times 320^3 + \frac{1}{12}\, 150 \times 20^3 + 150 \times 20 \times 170^2\right) = 239.136.000 \text{ mm}^4$$



$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{f,z}}{A_z}} = \sqrt{\frac{11.734.440}{150 \times 20 + 2 \cdot \frac{320}{6} \times 12}} = 52'36 \text{ mm}$$

$$I_{f,z} = \frac{1}{12}\, 20 \times 150^3 + 2 \times \left(\frac{1}{12}\, \frac{320}{6} \cdot 12^3 + \frac{320}{6} \cdot 12 \cdot 69^2\right) = 11.734.440 \text{ mm}^4$$

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = \sqrt{3897'2^2 + 93'2^2} = 3.898 \ KN \cdot m$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_Y \cdot f_Y}{M_{CR}}} = \sqrt{\frac{1.666.400 \cdot 265}{3898 \cdot 10^6}} = 0'337 \xrightarrow{\text{Curva d}} \chi_{LT} = 0'894$$

Comprobamos:

$$M_d = 400 \cdot 10^6 \ N \cdot mm \nleq 0'894 \cdot 1.634.400 \cdot \frac{265}{1'05} = 368'8 \cdot 10^6 \ N \cdot mm$$

NO CUMPLE

$$W_{pl,y} = 3000H + 60.000 + 6H^2 \underset{\substack{\uparrow \\ H = 320 mm}}{=} 1.634.400 \ mm^3$$

* La sección no cumple. Como solución, se plantean diferentes alternativas, como arriostrar lateralmente en el centro del vano:

En este caso: $M_{LTv} = 1 \cdot \frac{\pi}{4500} \sqrt{\quad} = 7794'4 \ KN \cdot m$

$$M_{LTw} = 1.666.400 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 210.000}{4500^2} \cdot 1 \cdot 53'38^2 = 486 \ KN \cdot m$$

$$M_{CR} = \sqrt{7794'4^2 + 486^2} = 7809'5 \ KN \cdot m$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1666.400 \cdot 265}{7809'5 \cdot 10^6}} = 0'24 \xrightarrow{\text{Curva d}} \chi_{LT} = 0'969$$

$$400 \cdot 10^6 \leq 0'969 \times 1.633.200 \cdot \frac{265}{1'05} = 399'4 \cdot 10^6 \ N \cdot mm$$

* Sigue sin cumplir, aunque por casi muy poca diferencia. Podemos igualmente arriostrar a menor distancia ($L_c = 3$ m) o aumentar H. De las 2 formas cumplirá.

b3) Abolladura del alma en la viga por cortante:

No es preciso comprobar la resistencia a la abolladura del alma en las barras en las que se cumple:

$$\frac{d}{t} < 70\,\varepsilon \Rightarrow \frac{320}{12} = \underline{26'67} < 70 \cdot \varepsilon = \underline{65'92}$$

$\Downarrow$

No es necesario comprobar

b4) Cargas concentradas:

La sección más desfavorable se encuentra bajo cualquiera de las cargas aplicadas sobre la viga: $P_d = 400$ kN

caso a) $K_F = 6 + 2\left(\frac{d}{a}\right)^2 = 6 + 2\left(\frac{320}{5000}\right)^2 = 6'003$

$l_y = S_s + 2 \cdot t_f \left(1 + \sqrt{m_1 + m_2}\right) \leq a$

$l_y = 300 + 2 \cdot 20 \cdot \left(1 + \sqrt{12'5 + 0}\right) = 481'4$ mm

$m_1 = \frac{265 \cdot 150}{275 \cdot 12} = 12'05$

$m_2 = 0 \quad (\text{si } \bar{\lambda}_F \leq 0'5)$

$F_{CR} = 0'9 \cdot K_F \cdot E \cdot \frac{t_w^3}{d} = 0'9 \times 6 \times 210.000 \times \frac{12^3}{380} = 5156$ kN

$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{481'4 \times 12 \times 265}{5156 \cdot 10^3}} = 0'55$ (Habría que recalcular m_2)

$\chi_F = \frac{0'5}{0'55} = 0'91 \Rightarrow \underline{\chi_F = 0'91}$

$L_{EF} = 0'91 \cdot 481'4 = 438$ mm

$F_{b,Rd} = \frac{f_y \cdot t_w \cdot L_{ef}}{\gamma_{M1}} = \frac{265 \cdot 12 \cdot 438}{1'05} = 1.326.514$ N

2 ALMAS!!

Como $\frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{200}{1.326} = 0'15 < 1 \Rightarrow$ No es necesario rigidizar el alma.

Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante
Escola Politècnica Superior
Escuela Politécnica Superior

dicopiu

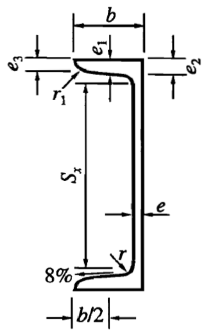
6302	ESTRUCTURAS METÁLICAS	
PARTE: 3 de 3	**EJERCICIO PRÁCTICO 3**	
Convocatoria: **C3 - Junio 2010**	Fecha: **04.06.2010**	Valor: **1/3**
Curso: **2009/2010**	Tiempo: **60 min**	

Se permite el uso de calculadora programable, normativa CTE y resúmenes manuscritos por el alumno.
Deberán justificarse suficientemente los resultados obtenidos.
Los elementos no definidos en el ejercicio se suponen de resistencia suficiente.

Usted es el ingeniero de oficina técnica de una importante obra. Mediante una breve conversación telefónica, el jefe de obra le informa que necesita unir urgentemente un tirante compuesto por 2 UPN 120 a un soporte metálico de sección cuadrada de 200 mm. de lado mediante una cartela central de 15 mm. de espesor, del mismo tipo de acero que los anteriores elementos (S 275 JR). Para ello, se emplearán dos filas de tornillos M20 – 5.6 entre tirante y cartela, y cordones de soldadura en ángulo para vincular la cartela al soporte. La unión debe ser capaz de resistir la máxima carga que le pueda transmitir el tirante.

Por ello, se le pide diseñar las mencionadas uniones, así como determinar las dimensiones mínimas necesarias de la cartela, expresadas en múltiplos de 10 mm.

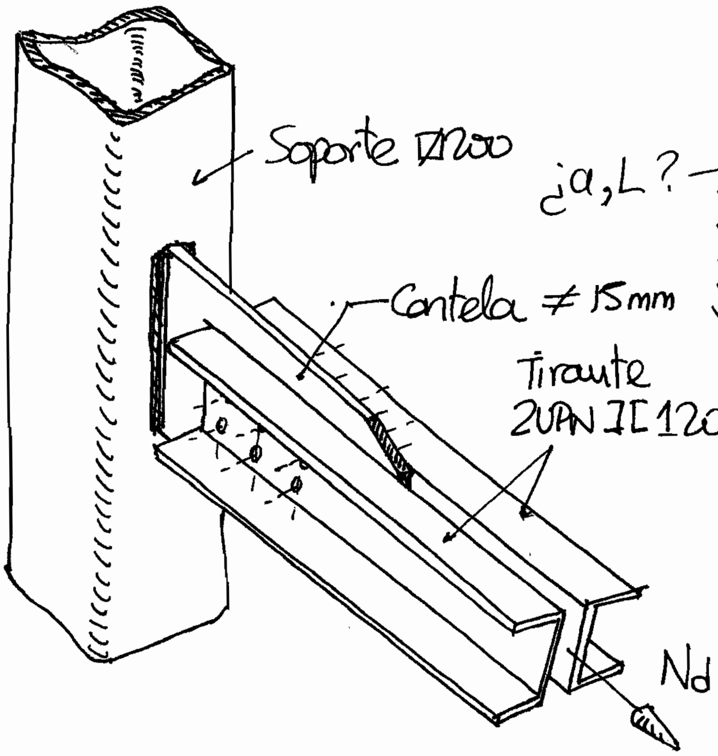
Entre su documentación cuenta con una tabla donde se indican los términos de sección del perfil UPN 120:

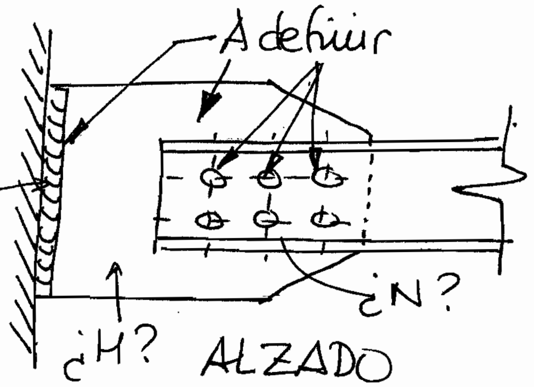


UPN	Dimensiones (mm)						Sec.	Peso	Referido al eje x-x			Referido al eje y-y		
	h	b	e	e_1=r	r_1	h_1	A cm²	P kg/m	I_x cm⁴	W_x cm³	i_x cm⁴	I_y cm⁴	W_y cm³	i_y=i cm
80	80	45	6,0	8,0	4,0	46	11,0	8,64	106	26,5	3,10	19,4	6,36	1,33
100	100	50	6,0	8,5	4,5	64	13,5	10,6	206	41,2	3,91	29,3	8,49	1,47
120	120	55	7,0	9,0	4,5	82	17,0	13,4	364	60,7	4,62	43,2	11,1	1,59
140	140	60	7,0	10,0	5,0	98	20,4	16,0	605	86,4	5,45	62,7	14,8	1,75
160	160	65	7,5	10,5	5,5	115	24,0	18,8	925	116	6,21	85,3	18,3	1,89
180	180	70	8,0	11,0	5,5	133	28,0	22,0	1.350	150	6,95	114	22,4	2,02
200	200	75	8,5	11,5	6,0	151	32,2	25,3	1.910	191	7,70	148	27,0	2,14
220	220	80	9,0	12,5	6,5	167	37,4	29,4	2.690	245	8,48	197	33,6	2,30
240	240	85	9,5	13,0	6,5	184	42,3	33,2	3.600	300	9,22	248	39,6	2,42
260	260	90	10,0	14,0	7,0	200	48,3	37,9	4.820	371	9,99	317	47,7	2,56
280	280	95	10,0	15,0	7,5	216	53,3	41,8	6.280	448	10,90	399	57,2	2,74
300	300	100	10,0	16,0	8,0	232	58,8	46,2	8.030	535	11,70	495	67,8	2,90
320	320	100	14,0	17,5	8,75	246	75,8	59,5	10.870	679	12,1	597	80,6	2,81
350	350	100	14,0	16,0	8,0	282	77,3	60,6	12.840	734	12,9	570	75,0	2,72
380	380	102	13,5	16,0	8,0	313	80,4	63,1	15.760	829	14,0	615	78,7	2,77
400	400	110	14,0	18,0	9,0	324	91,5	71,8	20.350	1.020	14,9	846	102	3,04

SOLUCIÓN EJERCICIO 3

- Por los datos iniciales suministrados por el jefe de obra, la unión a diseñar tiene la siguiente geometría:





Acero S 275 JR
Tornillos M20-5.6

$A_{2UPN} = 2 \cdot 1700 = 3400\ mm^2$
$d_0 = d + 2 = 22\ mm$

- En primer lugar, calculamos la capacidad de la unión, que como indica el enunciado vendrá dada por el máximo axil Nd de tracción transmitido por el tirante:

$$N_d \leq N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} = 2 \cdot 1700 \cdot \frac{275}{1'05} = \underline{890,5\ kN}$$

$$N_d \leq 0,9 \cdot A_{neta} \cdot f_{ud} = 0,9 \left[3400 - 2 \cdot 2 \cdot 22 \cdot 7\right] \cdot \frac{410}{1'25} = \underline{821,8\ kN}$$

$$N_d = \min(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}) = \underline{821,8\ kN}$$

- Dimensionamiento unión atornillada:
  - Resistencia a corte del tornillo:

$$F_{v,Rd} = n \cdot \frac{0,5 f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = 2 \cdot \frac{0,5 \cdot 500 \cdot \frac{\pi \cdot 20^2}{4}}{1,25} = 125,7\ kN/tornillo$$

$$\text{luego } N_v \geq \frac{821,8}{125,7} = 6,54 \rightarrow \underline{7\ tornillos\ M20}$$

- Resistencia al aplastamiento chapas:

$$F_{t,Rd} = \frac{2{,}5\alpha f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2{,}5 \cdot 0{,}45 \cdot 410 \cdot 20 \cdot (2 \cdot 7)}{1'25} = 103{,}3\ \frac{kN}{tornillo}$$

$$\alpha = \min \begin{cases} \dfrac{e_1}{3d_0} = \dfrac{30}{66} = \boxed{0'45} \\ \dfrac{p_1}{3d_0} - \dfrac{1}{4} = \dfrac{60}{66} - \dfrac{1}{4} = 0{,}66 \\ \dfrac{f_{ub}}{f_u} = \dfrac{500}{410} = 1{,}22 \end{cases} \not> 1{,}0 \rightarrow \boxed{\alpha = 0{,}45}$$

- Se toman como distancias entre ejes de agujeros:

$$e_1 \begin{cases} \geq 1{,}2d_0 = 26{,}4\ mm \\ \leq 40 + 4t = 68\ mm \\ \leq 12t = 84 \not> 150\ mm \end{cases} \Rightarrow \underline{e_1 = 30\ mm}$$

$$e_2 \begin{cases} \geq 1'5d_0 = 33{,}0\ mm \\ \leq 40 + 4t = 68\ mm \\ \leq 12t = 84 \not> 150\ mm \end{cases} \Rightarrow \underline{e_2 = 40\ mm}$$

$$p_1 \begin{cases} \geq 2{,}2d_0 = 48{,}4\ mm \\ \leq 14t = 98\ mm \not> 200\ mm \end{cases} \Rightarrow \underline{p_1 = 60\ mm}$$

$$p_2 \begin{cases} \geq 3{,}0d_0 = 66\ mm \\ \leq 14t = 98\ mm \not> 200 \end{cases} \Rightarrow \underline{p_2 = 66\ mm \rightarrow 60\ mm}\ (*)$$

(por condicionantes de altura del alma)

(*) Otra solución más aceptable puede ser disponer los agujeros al tresbolillo, quedando $p_2 \not< 1{,}2d_0 = 26{,}4$ mm con $L > 2{,}4d_0 = 52{,}8$ mm. Por ser escasa la diferencia y al ser $L = 67$ mm $> 52{,}8$ mm podemos conservar las 2 filas.

- Luego el número de tornillos a disponer por esta condición será:

$$N_t \geq \frac{821{,}8}{103{,}3} = 7{,}96 \rightarrow \boxed{8\ \text{tornillos M20}} > N_v$$

- Dimensionamiento de la cartela frente a desgarro:
  - Por resistencia de secciones:

$$N_d \leq A \cdot f_{yd} = H \cdot t \cdot f_{yd} \rightarrow H \geq \frac{N_d}{f_{yd} \cdot t} = \frac{821800}{\frac{275}{1'05} \cdot 15} = \underline{209 \text{ mm}}$$

$$N_d \leq 0'9 A_{neta} f_{ud} \rightarrow A_{neta} \geq \frac{N_d}{0'9 f_{ud}} = \frac{821800}{0.9 \cdot \frac{410}{1'25}} = 2783 \text{ mm}^2$$

$$\hookrightarrow A_{neta} = t(H - 2d_0) \rightarrow H \geq \frac{2783}{15} + 2 \cdot 22 = \underline{230 \text{ mm}}$$

  - Por distancias mínimas entre agujeros:

$$H > 2e_2 + p_2 = 2 \cdot 40 + 60 = \underline{140 \text{ mm}} < 230 \text{ mm}$$

  - Por tanto, la sección necesaria será de $\underline{230 \times 15 \text{ mm}}$.

- Cálculo de la soldadura:
  - Espesor mínimo y máximo de la garganta (a):

$$a_{mín} = 0,3\, t_{máx} = 0,3 \cdot 15 = 4,5 \text{ mm} \nless 3 \text{ mm}$$

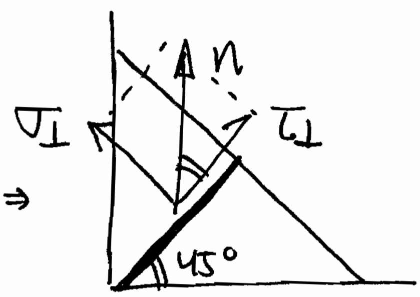
$$a_{máx} = 0,7\, t_{mín} = 0,7 \cdot 15 = 10,5 \text{ mm}$$

tomando $t_{máx} = t_{mín} = t = 15$ mm (espesor cartela)

  - Determinación de las dimensiones de la soldadura:

$$n = \frac{N_d}{\Sigma a L} = \frac{N_d}{2aL} \;;\; \sigma_\perp = \tau_\perp = \frac{n}{\sqrt{2}} = \frac{N_d}{2\sqrt{2} a L} \;;\; \tau_{//} = 0$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_\perp^2 + 3\tau_\perp^2} = \sqrt{4\sigma_\perp^2} = 2\sigma_\perp \Rightarrow$$



$$\Rightarrow \frac{N_d}{\sqrt{2} a L} \geq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \Rightarrow \frac{821800}{\sqrt{2} \cdot a L} \leq \frac{430}{0'85 \cdot 1'25} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow a \cdot L = 1436 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Si } L = H = 230 \text{ mm} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{1436}{230} = 6,2 \text{ mm} \rightarrow \boxed{a = 6,5 \text{ mm}}$$

- la segunda condición de verificación de tensiones se autosatisface:

$$\sigma_\perp \le \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \text{, ya que } 2 > \frac{1}{0'85} = 1,18 \quad (\beta_w = 0'85)$$

- Así mismo comprobamos la longitud de soldadura respecto de sus límites inferior y superior:

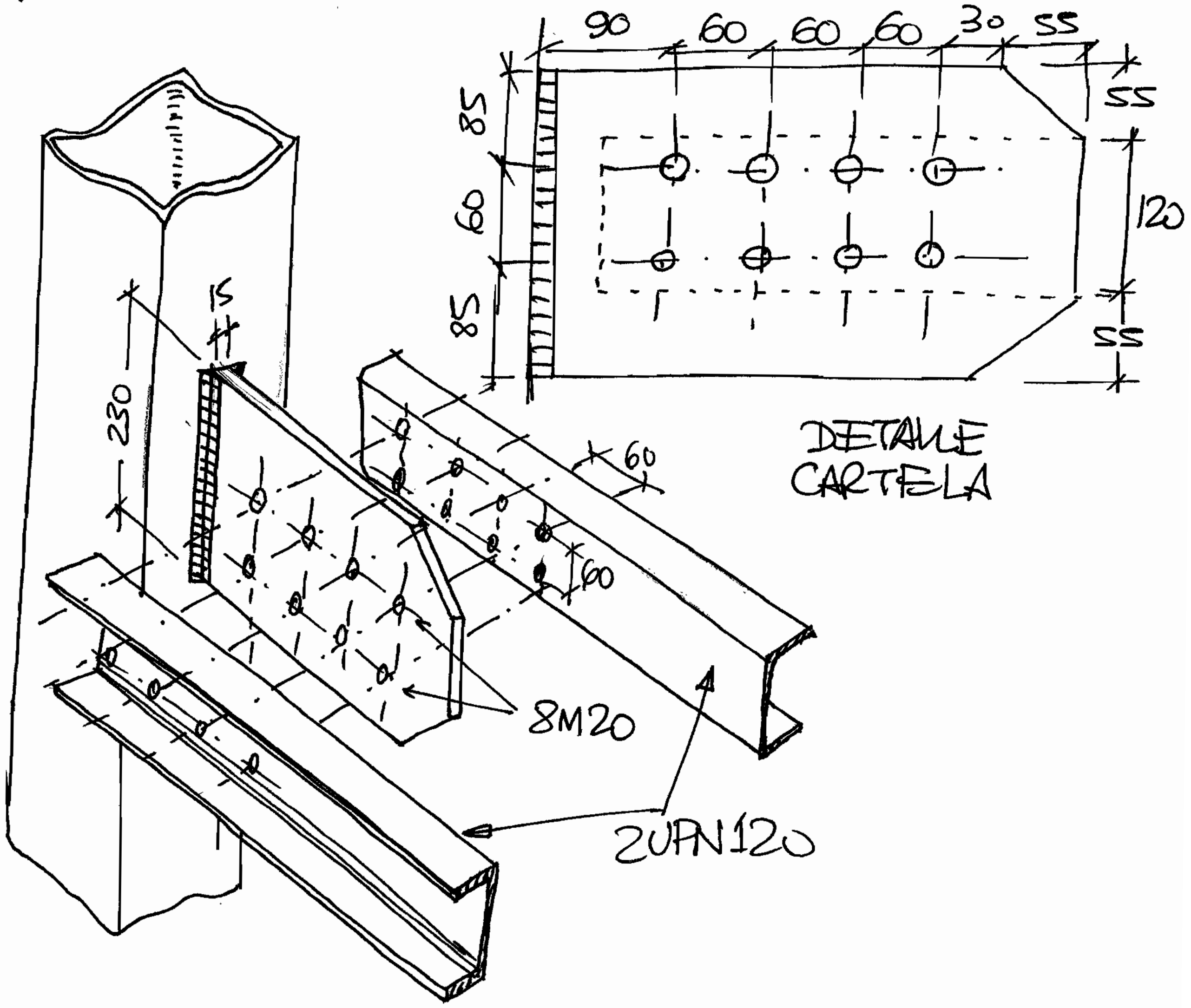
$$L \ge 6 \cdot a = 6 \cdot 6,5 = 39 \text{ mm} \not< 40 \rightarrow 40 \text{ mm} \checkmark$$

$$L \le 150 \cdot a = 150 \cdot 6,5 = 975 \text{ mm} \rightarrow \text{No unión larga.}^{(*)}$$

$(\beta_w = 1.0)$

(*) Al no ser una unión por solape, no haría falta realizar esta verificación obligatoriamente.

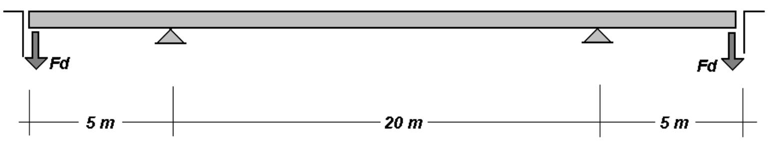
– Despiece de la unión con cotas:



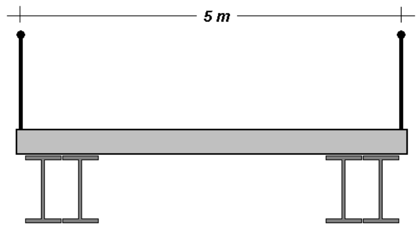
Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante
Escola Politècnica Superior
Escuela Politécnica Superior

6302	ESTRUCTURAS METÁLICAS	
PARTE: 1 de **3**	**EJERCICIO PRÁCTICO 1**	
Convocatoria: **C4 - Julio 2010**	Fecha: **07.07.2010**	Valor: **1/3**
Curso: **2009-2010**	Tiempo: **60 min**	
Se permite el uso de calculadora programable, normativa CTE y resúmenes manuscritos por el alumno. Deberán justificarse suficientemente los resultados obtenidos. Se valorarán negativamente las leyes de esfuerzos de la estructura incorrectamente resueltas. Los elementos no definidos en el ejercicio se suponen de resistencia suficiente.		

Para el acceso al auditorio de cierta ciudad se diseña la pasarela peatonal biapoyada de la figura. La estructura resistente está compuesta por 2 parejas de IPE600 unidos mediante soldadura en las alas en toda su longitud. Para evitar los efectos de una flexión excesiva se aplica una fuerza descendente en los extremos (de carácter permanente) de valor $F_K = 14.8$ kN ($F_d = 20$ kN).



Alzado



Sección

La pasarela soporta, además de la carga $\mathbf{F_d}$, las siguientes acciones:

- Peso propio de la estructura, losa y pavimento: $G_{K1} = 4.50$ KN/m^2
- Sobrecarga de uso Q_{K1} correspondiente al uso C3 (acceso a un edifico público)
- Sobrecarga de nieve $Q_{K2} = 0.50$ KN/m^2 (considerar altitud inferior a 1000 m.)

Con los datos proporcionados, se pide:

a) Comprobar el ELS de deformaciones en la fase de montaje (sin la aplicación de acciones variables) y en fase de servicio.

b) Comprobar la validez de la viga frente al ELU de Resistencia de Secciones en las hipótesis de máxima flexión en los apoyos y de máxima flexión en el vano.

c) Comprobar la validez de la viga frente a ELU de Pandeo Lateral en la hipótesis de máxima flexión en el vano, sabiendo que los apoyos de la estructura impiden el pandeo lateral de la viga.

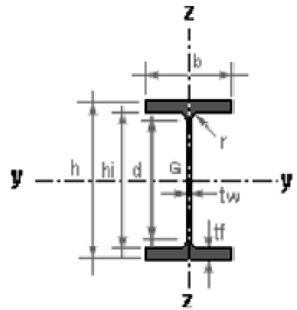
Datos de partida:

- Acero S 275
- Flecha máxima en el centro de la viga:

  Por cargas puntuales (F): $f_{max} = \frac{5FL^2}{8EI}$; Por cargas distribuidas (q): $\mathrm{f_{max}} = \frac{5\mathrm{qL}^4}{384\mathrm{EI}}$

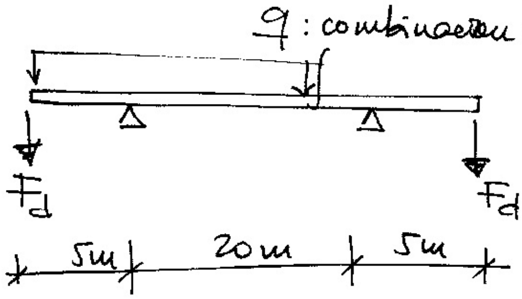
  siendo *L* la longitud del vano en las expresiones del cálculo de las deformaciones.
- Considerar C_1=1,0 ; $i_{fz} = i_z$; $I_{T,2IPE} = 2 \cdot I_{T,1IPE}$
- Todos los datos y coeficientes no indicados deben ser justificados por el alumno

Perfil IPE



Designación	M kg/m	P kN/m	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	d mm	hi mm	A cm2	Iy cm4	Wy cm3	iy cm	Wply cm3	Iz cm4	Wz cm3	iz cm	Wplz cm3	It cm4	Iw cm6	AL m2/m	AG m2/t	Avz cm2	Sy cm3	sy cm
IPE 80	6,0	0,060	80	46	3,8	5,2	5	59,6	69,6	7,6	80	20,0	3,24	23,2	8	3,7	1,05	5,8	0,7	119	0,328	54,63	3,58	11,6	6,9
IPE 100	8,1	0,081	100	55	4,1	5,7	7	74,6	88,6	10,3	171	34,2	4,07	39,4	16	5,8	1,24	9,1	1,2	354	0,400	49,33	5,09	19,7	8,7
IPE 120	10,4	0,104	120	64	4,4	6,3	7	93,4	107,4	13,2	318	53,0	4,90	60,7	28	8,6	1,45	13,6	1,7	894	0,475	45,82	6,31	30,4	10,5
IPE 140	12,9	0,129	140	73	4,7	6,9	7	112,2	126,2	16,4	541	77,3	5,74	88,3	45	12,3	1,65	19,2	2,4	1989	0,551	42,70	7,64	44,2	12,3
IPE 160	15,8	0,158	160	82	5,0	7,4	9	127,2	145,2	20,1	869	108,7	6,58	123,9	68	16,7	1,84	26,1	3,5	3977	0,623	39,47	9,66	61,9	14,0
IPE 180	18,8	0,188	180	91	5,3	8,0	9	146,0	164,0	23,9	1317	146,3	7,42	166,4	101	22,2	2,05	34,6	4,7	7459	0,698	37,13	11,25	83,2	15,8
IPE 200	22,4	0,224	200	100	5,6	8,5	12	159,0	183,0	28,5	1943	194,3	8,26	220,7	142	28,5	2,24	44,6	6,9	13052	0,768	34,35	14,00	110,3	17,6
IPE 220	26,2	0,262	220	110	5,9	9,2	12	177,6	201,6	33,4	2772	252,0	9,11	285,4	205	37,3	2,48	58,1	9,0	22761	0,848	32,35	15,88	142,7	19,4
IPE 240	30,7	0,307	240	120	6,2	9,8	15	190,4	220,4	39,1	3892	324,3	9,97	366,7	284	47,3	2,69	73,9	13,0	37576	0,922	30,02	19,15	183,3	21,2
IPE 270	36,1	0,361	270	135	6,6	10,2	15	219,6	249,6	45,9	5790	428,9	11,23	484,0	420	62,2	3,02	97,0	15,9	70849	1,041	28,86	22,14	242,0	23,9
IPE 300	42,2	0,422	300	150	7,1	10,7	15	248,6	278,6	53,8	8357	557,1	12,46	628,4	604	80,5	3,35	125,2	19,9	126332	1,160	27,46	25,69	314,2	26,6
IPE 330	49,1	0,491	330	160	7,5	11,5	18	271,0	307,0	62,6	11768	713,2	13,71	804,4	788	98,5	3,55	153,7	28,1	199877	1,254	25,52	30,81	402,2	29,3
IPE 360	57,1	0,571	360	170	8,0	12,7	18	298,6	334,6	72,7	16267	903,7	14,95	1019,2	1043	122,8	3,79	191,1	37,4	314646	1,353	23,70	35,14	509,6	31,9
IPE 400	66,3	0,663	400	180	8,6	13,5	21	331,0	373,0	84,5	23131	1156,5	16,55	1307,3	1318	146,4	3,95	229,0	51,3	492149	1,467	22,12	42,70	653,6	35,4
IPE 450	77,6	0,776	450	190	9,4	14,6	21	378,8	420,8	98,8	33746	1499,8	18,48	1701,9	1676	176,4	4,12	276,4	66,7	794246	1,605	20,69	50,85	851,0	39,7
* IPE 500	90,7	0,907	500	200	10,2	16,0	21	426,0	468,0	115,5	48202	1928,1	20,43	2194,3	2142	214,2	4,31	335,9	89,1	1254259	1,744	19,23	59,88	1097,1	43,9
* IPE 550	105,5	1,055	550	210	11,1	17,2	24	467,6	515,6	134,4	67123	2440,8	22,35	2787,2	2668	254,1	4,45	400,5	122,8	1893158	1,877	17,78	72,35	1393,6	48,2
* IPE 600	122,5	1,225	600	220	12,0	19,0	24	514,0	562,0	156,0	92091	3069,7	24,30	3512,7	3387	307,9	4,66	485,7	165,2	2858589	2,015	16,45	83,79	1756,3	52,4

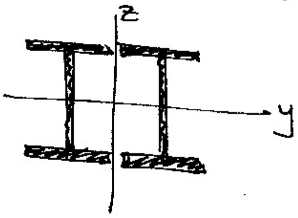
(*) - Suministro bajo demanda



⊛ ACCIONES POR VIGA (pareja de 2IPE):

- $F_K = 14'8 KN$ $\quad F_d = 20 KN$
- $G_{K1} = 4'5 KN/m^2 \times 2'5m = 11'25 KN/m$
- $Q_{K1} = 5 KN/m^2 \times 2'5m = 12'5 KN/m$ (claramente es la SB más importante)
- $Q_{K2} = 0'5 KN/m^2 \times 2'5m = 1'25 KN/m$. ($\psi_0 = 0'5$ por ser altitud < 1000m SNM)

⊛ DATOS DE LA VIGA



$$W_{ply} = 2 \cdot 3512'7 = 7025'4 cm^3$$

$$I_y = 2 \cdot 92091 = 184182 cm^4$$

$$I_z = 2 \cdot \left[I_{z1} + A \cdot \left(\frac{b}{2}\right)^2 \right] = 2 \cdot \left[3387 + 156 \cdot \left(\frac{22}{2}\right)^2 \right] = 44526 cm^4$$

$$i_{Fz} = i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{44526}{2 \cdot 156}} = 11'95 cm$$

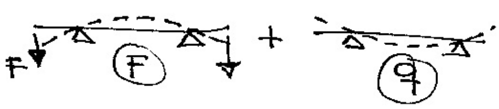
$$I_T = 2 \cdot 165'2 = 330'4 cm^4$$

⊛ A| ELS DEFORMACIONES EN FASE MONTAJE ($F_K + G_K$) Y EN FASE SERVICIO ($F_K + G_K + Q_{Ki}$)

- En ambas situaciones $f_{max} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$ (ausencia de tabiques ni pavim. rígidos)

$$f_{max} = \frac{5 F_K \cdot L^2}{8EI} (\uparrow) + \frac{5 q \cdot L^4}{384 EI} (\downarrow) \leq \frac{L}{300}$$

¡OJO! Las acciones producen flechas de distinto signo. No se sumarán sino que se restarán.
Tomaremos, lógicamente, las de mayor valor.



• Flechas → (F) $f_1 = \frac{5 \cdot 14'2 \cdot 20^2}{8\,EI} = \frac{3550}{EI}$ (↑)

→ (G_1) $f_2 = \frac{5 \cdot 11'25 \cdot 20^4}{384\,EI} = \frac{23437'5}{EI}$ (↓)

→ (Q_1) $f_3 = \frac{5 \cdot 12'5 \cdot 20^4}{384\,EI} = \frac{2604'7}{EI}$ (↓)

→ (Q_2) $f_4 = \frac{2604'16}{EI}$ (↓)

• Sit. montaje: $f_{max} = f_2 - f_1 = \frac{23437'5 - 3550}{EI} = \frac{19887'5}{2'1 \cdot 10^8 \cdot 184182 \cdot 10^{-8}} = \underline{0'051\,m.}$

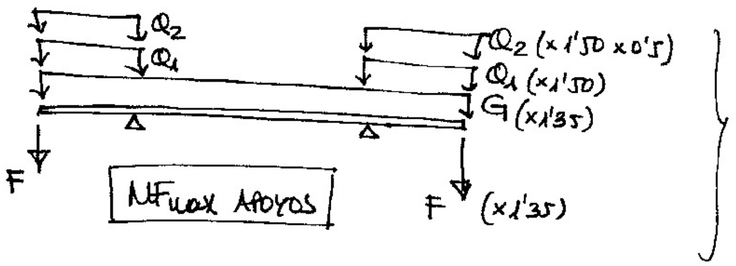
• Sit. servicio $f_{max} = f_2 + f_3 + f_4^{x\%} - f_1 = \frac{23437'5 + 2604'7 + 0'5 \cdot 2604'7 - 3550}{2'1 \cdot 10^8 \cdot 184182 \cdot 10^{-8}} = \underline{0'122\,m.}$

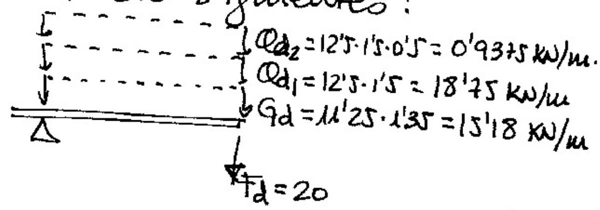
• Flecha admisible $f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{20}{300} = \underline{\underline{0'066\,m}}$

→ LA SIT. MONTAJE ES ACEPTABLE, PERO LA VIGA NO CUMPLE EL ELS A DEFORMACIONES EN SIT. DE SERVICIO.

B | ELU RESIST. SECCIONES para MFMAX APOYOS y MFMAX VANO.

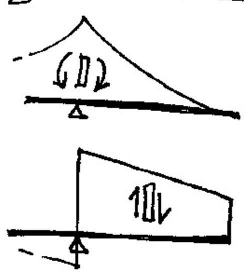
• Dadas las cargas y su posible distribución, las hipótesis más desfavorables para ambas situaciones son las siguientes:



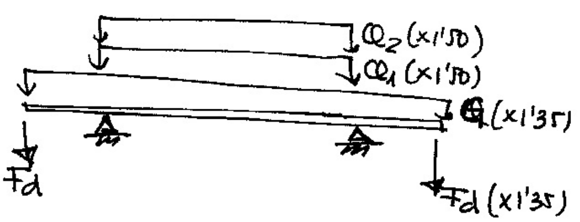


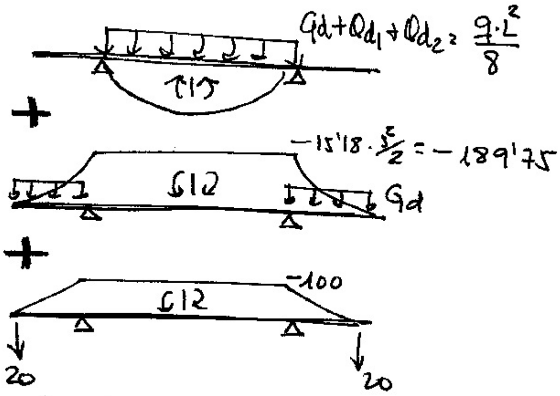
$M_{dmax} = F_d \cdot 5 + (G_d + Q_{d1} + Q_{d2}) \times 5 \times \frac{5}{2} = 20 \cdot 5 + (15'18 + 18'75 + 0'9375) \cdot \frac{5^2}{2} = \underline{536\ kN \cdot m}$

$V_{dmax} = F_d + (G_d + Q_{d1} + Q_{d2}) \times 5 = 194'3\,kN$



$\boxed{MF_{max}\ VANO}$





- Si aplicamos la superposición de estados de la figura superior, el MFmax obtenido es:

$$\boxed{M_d} = \underset{(VANO)}{\frac{q_d\cdot L^2}{8}} - \underset{(NEGATIVO)}{M_{voladizos}} = \frac{(15'18+18'75+0'9375)\cdot 20^2}{8} - 189'75 - 100 = \underline{\underline{1453'6\ KNm}}$$

En este punto $\underline{V_d = 0}$

○ COMPROBACIÓN ELU (considero $f_y = 265\ MPa$ en todas las chapas)

● A CORTANTE $V_d \le V_{plRd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 2\cdot 83'79\cdot 10^2 \cdot \frac{\frac{265}{1'05}}{\sqrt{3}} = \underline{\underline{2442\ KN}}$

– Esta resistencia es muchísimo mayor que el Vd del apdo A (194'5) e incluso que el máximo Vd posible en la viga ($\Sigma q\cdot L/2 \simeq 350\ KN$), por lo que la comprob. a cortante CUMPLE, y no hemos de preocuparnos por si superamos $0'5 V_{plRd}$.

○ A FLEXIÓN $M_d \le M_{plRd} = W_{ply} \cdot f_{yd} = 2\cdot 3512'7\cdot 10^3 \cdot \frac{265}{1'05} = \underline{\underline{1773\ KN\cdot m}}$

→ Como vemos $M_d < M_{plRd}$ en cualquier combinación, por lo que la COMPROBACIÓN A ELU RESIST. SECCIONES $\underline{\underline{CUMPLE}}$

C] PANDEO LATERAL CON $M_d = M_{MAX.\,VANO} = \underline{1453'6\ KN\cdot m.}$

$\cdot\ M_d \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_{yd} = \chi_{LT} \cdot 1773$

$\cdot\ M_{CR} = \sqrt{M_{LT_V}^2 + M_{LT_W}^2}$

$M_{LT_V} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_c} \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_T} = 1 \cdot \frac{\pi}{20.000} \sqrt{210000 \cdot 44256 \cdot 10^4 \cdot 81000 \cdot 3304 \cdot 10^4} = 783'4\ KN\cdot m.$

$M_{LT_W} = W_{Ely} \cdot \frac{\pi^2}{L_c^2} \cdot E \cdot C_1 \cdot i_{fz}^2 = 2 \cdot 3069'7 \cdot 10^3 \cdot \frac{\pi^2}{20000^2} \cdot 210.000 \cdot 1 \cdot 119'5^2 = 454'27\ KN\cdot m.$

(N, mm)

$\cdot\ M_{CR} = \sqrt{783'4^2 + 454'27^2} = 905'6\ KNm.$

TOMAMOS $h/b < 2$

($h/b > 2$ para 1 perfil)

$\cdot\ \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = \sqrt{\frac{7025'4 \cdot 10^3 \cdot 265}{905'6 \cdot 10^6}} = 1'43 \xrightarrow[\text{CURVA A}]{} \chi_{LT} = \underline{\underline{0'404}}$

(la menos restrictiva en este caso)

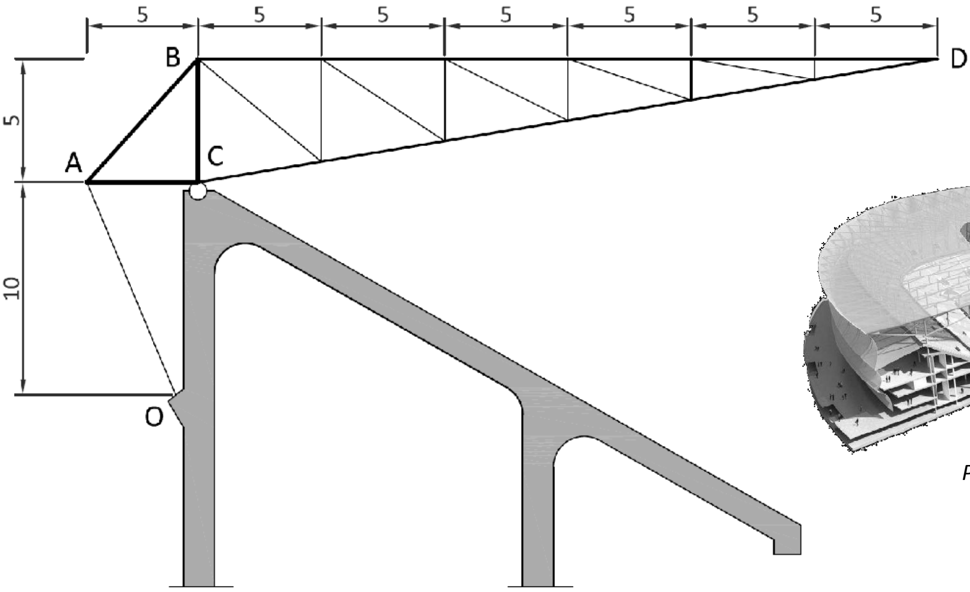
$M_{bRd} = 0'404 \cdot 1773 = \underline{\underline{716'3\ KN\cdot m}} \not> M_d$

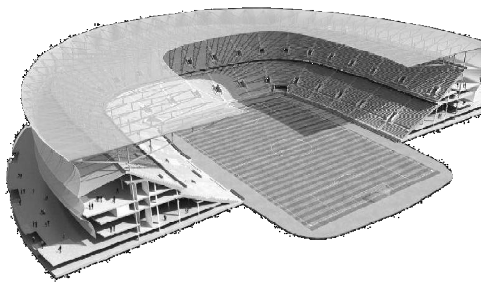
$\longrightarrow$ LUEGO LA VIGA <u>NO CUMPLE</u> FRENTE A PANDEO LATERAL.

Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante
Escola Politècnica Superior
Escuela Politécnica Superior

6302	ESTRUCTURAS METÁLICAS	
PARTE: 2 de **3**	**EJERCICIO PRÁCTICO 2**	
Convocatoria: **C4 - Julio 2010**	Fecha: **07.07.2010**	Valor: **1/3**
Curso: **2009-2010**	Tiempo: **60 min**	
Se permite el uso de calculadora programable, normativa CTE y resúmenes manuscritos por el alumno. Deberán justificarse suficientemente los resultados obtenidos. Se valorarán negativamente las leyes de esfuerzos de la estructura incorrectamente resueltas. Los elementos no definidos en el ejercicio se suponen de resistencia suficiente.		

La visera del Nuevo Estadio Rico Pérez de Alicante está constituida por una sucesión de celosías metálicas de acero laminado en caliente S 275 J0, trabajando en voladizo y separadas 5 m. entre sí, tal y como se muestra en la siguiente figura:





Perspectiva-Sección

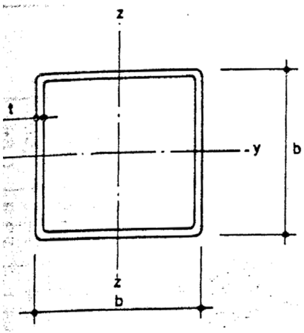
Para la hipótesis principal de diseño, que supone una sobrecarga uniforme q_d = 3 kN/m² sobre el tramo horizontal BD, recibida por riostras transversales situadas en cada uno de los nudos, se pide dimensionar justificadamente los siguientes elementos, empleando **un único perfil tubular** de sección cuadrada para cada uno de los grupos indicados a continuación:

a) Barras AB, AC y BC
b) Cordón superior e inferior, suponiendo arriostramientos laterales en cada nudo
c) Montantes y diagonales de la celosía BCD, soldados perimetralmente a los cordones

NOTA: Se adjunta al dorso tabla de características de los perfiles a emplear

PRONTUARIO DE PERFILES HUECOS CUADRADOS LAMINADOS EN CALIENTE

Tubos Cuadrados



Area de cortante:
A_v = A/2 (EC-3, art 5.4.6.(2).f)

Momento estático de media sección respecto a la fibra neutra:
$S = 1/2\ W_{pl}$

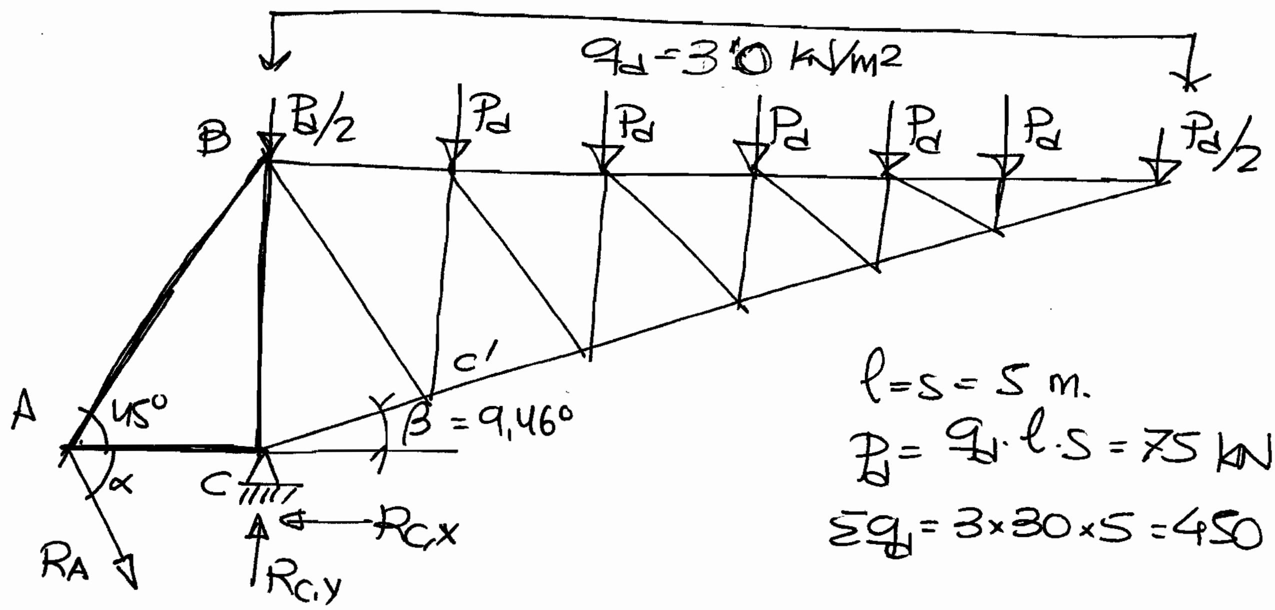
I_t Módulo de torsión de Saint Venant

S_m, S_t Superficie de pintura

Dimensiones				Superficie		Valores estáticos						
b	t	m	p	S_m	S_t	A	A_v	I	W	W_{pl}	i	I_t
mm	mm	kg/m	kN/m	m^2/m	m^2/t	mm^2	mm^2	mm^4 (x 10^6)	mm^3 (x 10^3)	mm^3 (x 10^3)	mm	mm^4 (x 10^6)
125	4	14,9	0,149	0,485	32,6	1900	950	4,72	75,6	87,8	49,9	7,08
	5	18,5	0,185	0,485	26,3	2360	1180	5,77	92,3	108	49,4	8,64
	6	22,0	0,220	0,485	22,0	2810	1410	6,75	108	128	49,0	10,1
	7	25,5	0,255	0,485	19,0	3250	1630	7,69	123	146	48,6	11,5
	8	29,0	0,290	0,485	16,7	3690	1850	8,58	137	165	48,1	12,8
	9	32,4	0,324	0,485	15,0	4130	2070	9,42	151	182	47,7	14,0
135	4	15,9	0,159	0,518	32,6	2020	1010	6,0	88,8	103	54,4	8,99
	5	19,7	0,197	0,518	26,2	2510	1260	7,33	109	127	54,0	11,0
	6	23,5	0,235	0,518	22,0	3000	1500	8,60	127	150	53,5	12,9
	7	27,3	0,273	0,518	19,0	3470	1740	9,81	145	172	53,1	14,7
	8	31,0	0,310	0,518	16,7	3950	1980	11,0	145	194	52,7	16,4
	9	34,6	0,346	0,518	14,9	4410	2210	12,1	179	214	52,2	18,0
140	4	16,9	0,169	0,548	32,5	2150	1080	6,71	95,9	111	55,8	10,1
	5	21,0	0,210	0,548	26,2	2670	1340	8,21	117	137	55,4	12,3
	6	25,0	0,250	0,548	21,9	3190	1600	9,64	138	162	55,0	14,4
	7	29,0	0,290	0,548	18,9	3690	1800	11,0	157	186	54,5	16,5
	8	32,9	0,329	0,548	16,6	4200	2100	12,3	176	209	54,1	18,4
	9	36,8	0,368	0,548	14,9	4690	2350	13,6	194	232	53,7	20,2
160	5	24,0	0,240	0,626	26,1	3060	1530	12,4	155	180	63,6	18,6
	6	28,7	0,287	0,626	21,8	3660	1830	14,6	183	214	63,2	21,9
	7	33,3	0,333	0,626	18,8	4240	2120	16,7	209	246	62,8	25,1
	8	37,9	0,379	0,626	16,5	4830	2420	18,8	235	278	62,3	28,1
	9	42,3	0,423	0,626	14,8	5400	2700	20,7	259	308	61,9	31,0
175	5	26,4	0,264	0,686	26,0	3360	1680	16,4	187	217	69,8	24,6
	6	31,5	0,315	0,686	21,8	4010	2010	19,3	221	257	69,3	29,0
	7	36,5	0,365	0,686	18,7	4660	2330	22,2	253	297	68,9	33,2
	8	41,6	0,416	0,686	16,5	5300	2650	24,9	285	335	68,5	37,3
	9	46,6	0,466	0,686	14,7	5940	2970	27,5	315	372	68,0	41,2
180	5	26,8	0,268	0,699	26,1	3420	1710	17,3	192	223	71,0	27,3
	6	31,9	0,319	0,695	21,8	4080	2090	20,2	225	263	70,5	32,3
	8	41,6	0,416	0,686	16,5	5310	2660	25,6	285	338	69,5	41,8
	10	51,0	0,510	0,683	13,4	6490	3250	30,5	338	407	68,5	50,7
	12	62,6	0,626	0,707	11,3	7620	3810	34,7	305	470	67,4	58,9
200	5	30,0	0,300	0,780	26,0	3020	1510	24,0	240	278	79,2	37,7
	6	35,7	0,357	0,778	21,8	4550	2080	28,1	281	328	78,7	44,7
	8	46,7	0,467	0,771	16,5	5950	2980	35,9	359	473	77,7	58,1
	10	57,2	0,572	0,761	13,3	7290	3650	42,9	429	512	76,7	70,6
	12	67,4	0,674	0,755	11,2	8580	4290	49,1	491	593	75,7	82,4
250	5	45,1	0,451	1,17	25,9	4820	2410	47,9	388	441	99,6	74,6
	6	59,3	0,593	1,29	21,7	5750	2880	56,4	451	522	99,1	88,6
	8	68,7	0,687	1,13	16,4	7550	3780	72,6	581	679	98,1	116
	10	72,9	0,729	0,962	13,2	9290	4650	87,6	701	826	97,1	142
	12	86,2	0,862	0,957	11,1	11000	5500	101	811	966	96,1	166
260	6	48,1	0,481	1,04	21,6	5990	3000	63,7	490	566	103	99,9
	10	67,8	0,678	0,895	13,2	9690	4850	99,2	763	898	101	160
300	6	54,5	0,545	1,18	21,6	6950	3480	99,2	662	761	120	155
	8	71,8	0,718	1,17	16,3	9150	4580	129	857	994	119	203
	10	88,6	0,886	1,16	13,1	11300	5650	156	1040	1220	118	249
	12	105	1,05	1,16	11,0	13400	6700	182	1210	1430	117	294
350	8	86,3	0,863	1,40	16,2	10800	5400	208	1190	1370	139	325
	10	107	1,07	1,40	13,0	13300	6650	253	1450	1680	138	401
	12	128	1,28	1,40	10,9	15800	7900	296	1690	1980	137	474

SOLUCIÓN EJERCICIO 2

- En primer lugar, calcularemos los esfuerzos en las barras más solicitadas, que serán las que definan las condiciones de diseño de la estructura:



$l = s = 5$ m.

$P_d = q_d \cdot l \cdot s = 75$ kN

$\Sigma q_d = 3 \times 30 \times 5 = 450$ kN

- Cálculo de reacciones en apoyos:

$$\Sigma F_V = 0 \rightarrow q_d \cdot L \cdot S = -R_A \operatorname{sen}\alpha + R_{C,y}$$

$$\Sigma M_C = 0 \rightarrow q_d \cdot \frac{L^2}{2} \cdot S = R_A \cos\alpha \cdot d$$

siendo:

$$L = 6 \times 5\,m = 30\,m\,;\ s = 5\,m\,;\ d = 10\,m;\ \alpha = \operatorname{atan}\frac{10}{5} = 63'43°$$

despejando,

$$R_A = \frac{q_d L^2 S}{2 \cdot d \cdot \cos\alpha} = \frac{3 \times 30^2 \times 5}{2 \times 10 \times 0'447} = \underline{1509\ kN}$$

$$R_{C,y} = q_d \cdot L \cdot S + R_A \operatorname{sen}\alpha = 3 \cdot 30 \cdot 5 + 1509 \cdot 0'894 = \underline{1800\ kN}$$

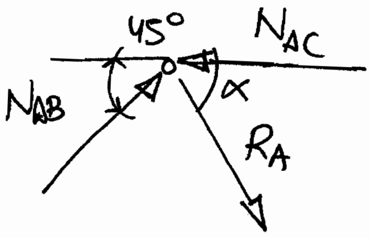
$$R_{C,x} = R_A \cdot \cos\alpha = 1509 \cdot 0.447 = \underline{675\ kN}$$

- A continuación se calcularán los máximos esfuerzos para los grupos de barras indicados en el ejercicio.

- Esfuerzos en los nudos:

NUDO A:

$\alpha = 63{,}43°$

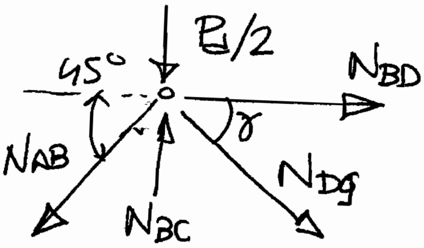


$$N_{AB} = R_A \frac{\operatorname{sen}\alpha}{\operatorname{sen}45°} = \underline{1909 \text{ kN}}$$

$$N_{AC} = N_{AB}\cos 45° + R_A \cos\alpha =$$
$$= \underline{2025 \text{ kN}}$$

NUDO B:

$\gamma = 39'88°$ (*)

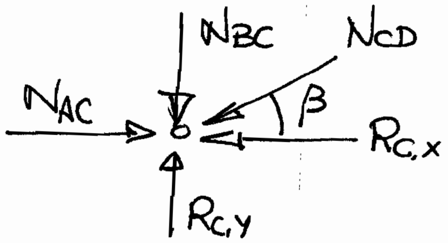


$$N_{Dg} = \left[N_{BC} - \frac{N_{AB}}{\operatorname{sen}45} - \frac{P_d}{2}\right]\frac{1}{\operatorname{sen}\gamma} =$$
$$= \underline{292 \text{ kN}}$$

$$N_{BD} = N_{AB}\cos 45 - N_{Dg}\cos\gamma =$$
$$= \underline{1125 \text{ kN}}$$

NUDO C:

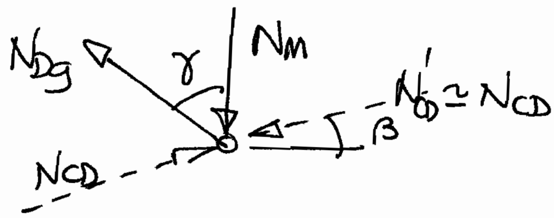
$\beta = 9'46°$



$$N_{CD} = \frac{N_{AC} - R_{C,x}}{\cos\beta} = \underline{1368 \text{ kN}}$$

$$N_{BC} = R_{C,y} - N_{CD}\operatorname{sen}\beta = \underline{1575 \text{ kN}}$$

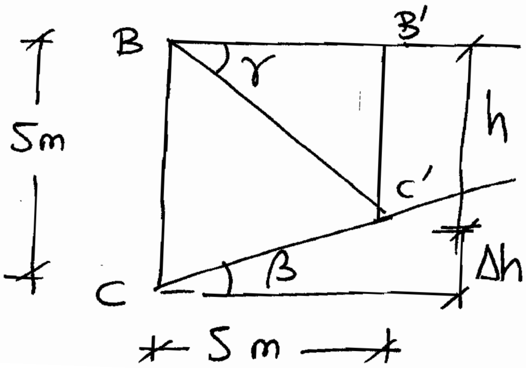
NUDO C':



$$N_M \simeq N_{Dg}\cos\gamma = \underline{225 \text{ kN}}$$

(Considerando $N_{CD}\operatorname{sen}\beta \simeq N'_{CD}\operatorname{sen}\beta$)

(*) Cálculo del ángulo γ:



$$\Delta h = 5 \cdot \operatorname{sen}\beta = 5 \cdot \operatorname{sen} 9'46° = 0{,}822 \text{ m}$$
$$h = 5 - 0{,}822 = 4{,}178 \text{ m}$$
$$\gamma = \arctan\frac{4.178}{5} = 39{,}88°$$

- Dimensionamiento triangulación principal ABC:
  - Máximo esfuerzo a compresión $\Rightarrow N_{c,Ed} = N_{AC} = 2025$ kN
  - Máximo esfuerzo a tracción $\Rightarrow N_{t,Ed} = N_{AB} = 1909$ kN $< N_{AC}$
  - Predimensionamiento por criterios de resistencia:

$$N_{c,Ed} \leq N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd} \Rightarrow A \geq \frac{N_{c,Rd}}{f_{yd}} = \frac{2025 \cdot 10^3}{275/1'05} = \underline{7731 \text{ mm}^2}$$

  - Esbeltez máxima posible:

$$\bar{\lambda}_K \leq 2{,}0 \rightarrow \bar{\lambda}_K = \lambda / \lambda_E = L_K / i \lambda_E \leq 2{,}0 \rightarrow i \geq \frac{375}{2 \cdot 86{,}81} = \underline{2'16 \text{ cm}}$$

$$L_K = \beta \cdot L = 0{,}75 \cdot 500 = 375 \text{ cm}$$

$$\lambda_E = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}} = 86{,}81 \ (S275)$$

  - Tantearemos inicialmente con un perfil $\underline{\underline{200.12}}$ ($A = 8580$ mm^2, $i = 7'57$ cm)

$$\bar{\lambda}_K = \frac{375/7'57}{86{,}81} = 0{,}57 \xrightarrow{\text{curva a}} \chi = 0{,}90$$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} = 0.90 \cdot 8580 \cdot \frac{275}{1'05} = \underline{2022 \text{ kN}} \simeq N_{c,Ed} ✓$$

lo consideramos válido, siendo además el de menor peso propio posible (67.4 kg/m)

  - El perfil cumple sobradamente la limitación de esbeltez máxima en elementos traccionados ($\bar{\lambda}_{K,Tracc} = 5\sqrt{2} \cdot 0'75 / 86.81 \cdot 0{,}075$ $\Rightarrow \bar{\lambda}_{K,Tracc} = 0{,}81 \ll 3.0$)

- Dimensionamiento de los cordones superior e inferior.
  - Máx. esfuerzo a compresión $\Rightarrow N_{c,Ed} = N_{CD} = 1368$ kN
  - " " a tracción $\Rightarrow N_{t,Ed} = N_{BD} = 1125$ kN $< N_{CD}$
- Predimensionamiento del perfil a emplear:
  - Resistencia $\Rightarrow A \geq \dfrac{N_{CD}}{f_{yd}} = \dfrac{1368 \cdot 10^3}{275/1'05} = \underline{5223 \text{ mm}^2}$

• Esbeltez máxima $\Rightarrow i \geq \frac{L_K}{\bar{\lambda}_K \cdot \lambda_E} = \frac{450}{2 \cdot 86{,}81} = 2{,}59$ cm.

$L_K = \beta \cdot L = 0{,}9 \cdot 500 = 450$ cm

• Escogeremos inicialmente un perfil 175,9 ($A = 5940$ mm², $i = 6.80$ cm)

$$\bar{\lambda}_K = \frac{450/6.8}{86{,}81} = 0{,}76 \xrightarrow{\text{Curva a}} \chi = 0.82 \Rightarrow N_{b,Rd} = 1276 \text{ kN}$$

como $N_{b,Rd} = 1276 < 1368 = N_{c,Ed}$, aumentamos la sección, tomando el 200.8 ($A = 5950$ mm², $i = 7{,}77$ cm)

$$\bar{\lambda}_K = \frac{450/7{,}7}{86{,}81} = 0{,}667 \xrightarrow{\text{Curva a}} \chi = 0{,}86 \Rightarrow N_{b,Rd} = 1340 \text{ kN}$$

el valor es ligeramente inferior a $N_{c,Ed}$, aunque podría darse por bueno ya que sólo difiere en un 2%.
Aún así, tanteamos un tercer perfil, 180,10 ($A = 6490$ mm², $i = 6.85$ cm):

$$\bar{\lambda}_K = \frac{450/6.85}{86{,}81} = 0{,}76 \xrightarrow{\text{Curva a}} \chi = 0{,}82 \Rightarrow N_{b,Rd} = 1394 \text{ kN}$$

– Dimensionamiento de montantes y diagonales:

• En principio, el elemento más solicitado será el montante inicial de la celosía triangular, al estar comprimido:

$$N_{c,Rd} = 225 \text{ kN} \; ; \; L_K = 0{,}75 \cdot 4{,}18 = 3{,}14 \text{ m}$$

• Sección mínima $\Rightarrow A \geq \frac{225 \cdot 10^3}{275/1{,}05} = 859$ mm²

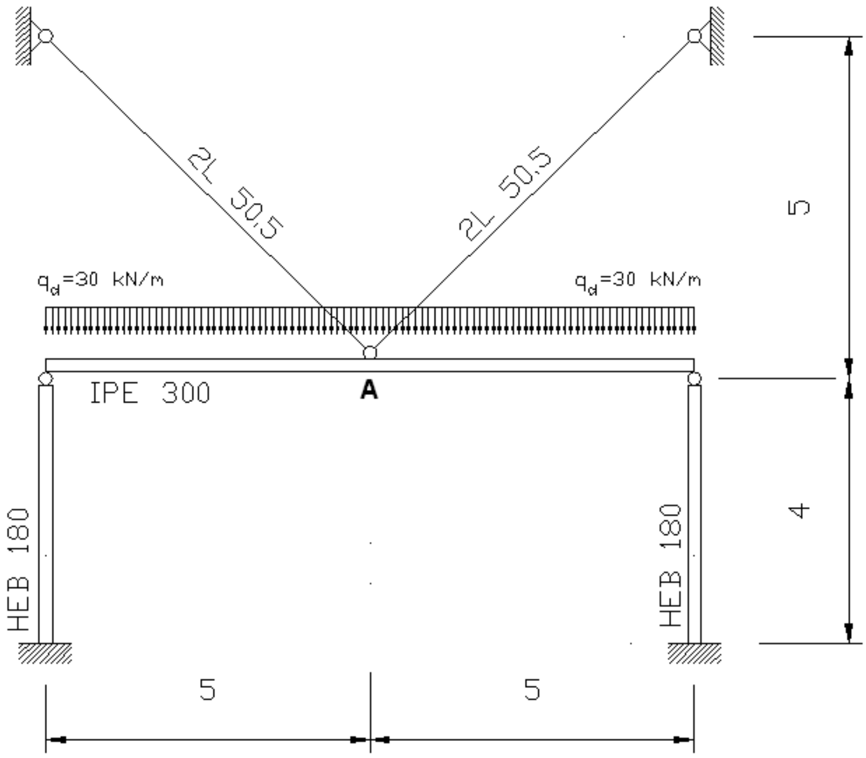
• Adoptaremos inicialmente el perfil 125.4 ($A = 1900$ mm²)

$$\bar{\lambda}_K = \frac{314/4{,}99}{86{,}81} = 0{,}72 \xrightarrow{\text{Curva a}} \chi = 0{,}84 \Rightarrow N_{b,Rd} = 418 \text{ kN}$$

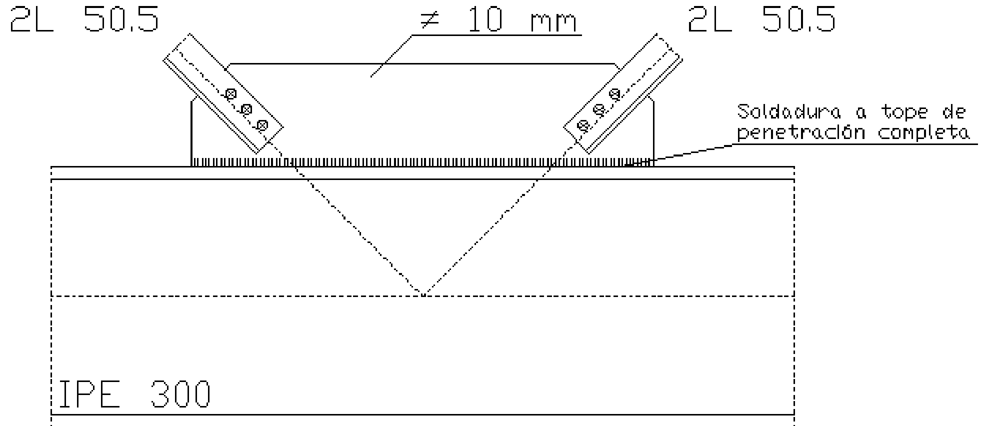
• La diagonal, que soporta 292 kN, también podrá emplear dicho perfil

6302	ESTRUCTURAS METÁLICAS	
PARTE: 3 de 3	**EJERCICIO PRÁCTICO 3**	
Convocatoria: **C4 - Julio 2010**	Fecha: **07.07.2010**	Valor: **1/3**
Curso: **2009-2010**	Tiempo: **60 min**	
Se permite el uso de calculadora programable, normativa CTE y resúmenes manuscritos por el alumno. Deberán justificarse suficientemente los resultados obtenidos. Se valorarán negativamente las leyes de esfuerzos de la estructura incorrectamente resueltas. Los elementos no definidos en el ejercicio se suponen de resistencia suficiente.		

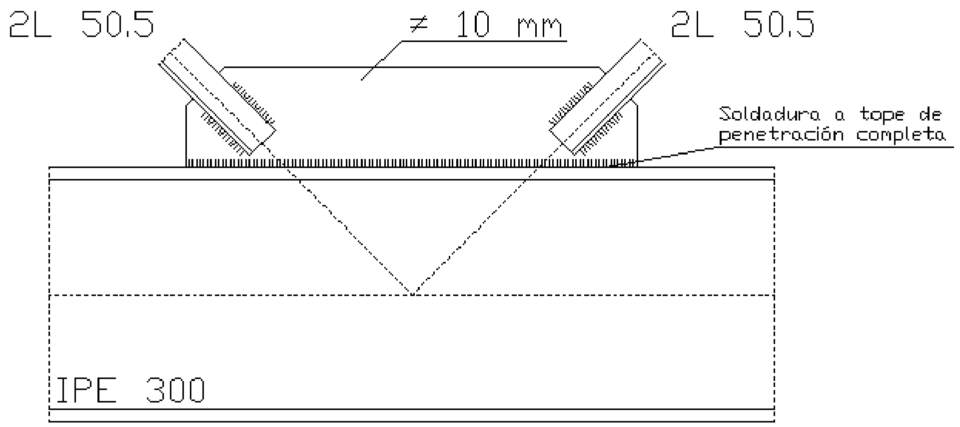
Dada la estructura de la figura, utilizando acero S 275 JR, considerando indeformables los angulares para el cálculo de esfuerzos, y teniendo en cuenta que las cargas permanentes se encuentran mayoradas, se pide:



a) Diseñar y calcular el nudo A por medio de tornillos de acero 4.6.



b) Diseñar y calcular del nudo A por medio de soldadura.



Datos auxiliares para la resolución del ejercicio:

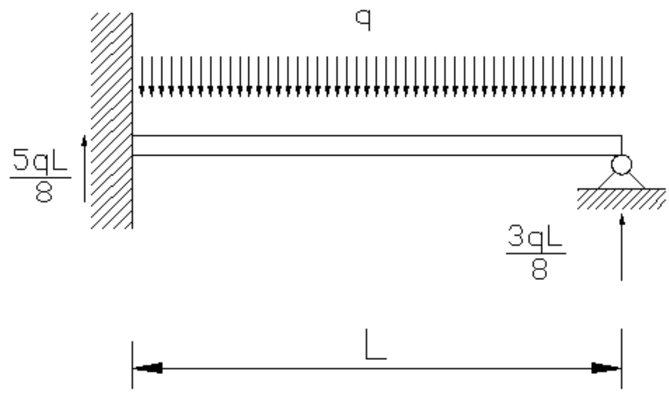
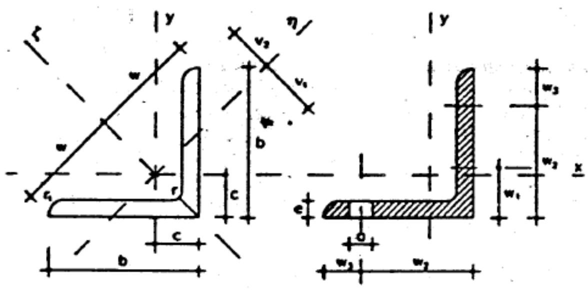


Tabla 2.A1.5 Perfiles L



A = Area de la sección
I_x = Momento de inercia de la sección, respecto a X
I_ζ = Momento de inercia de la sección, respecto a ζ
I_η = Momento de inercia de la sección, respecto a η
W_x = $I_x : (b - c)$. Módulo resistente de la sección, respecto a X
W_η = $I_\eta : V_1$. Módulo resistente de la sección, respecto a η
i_x = $\sqrt{I_x : A}$. Radio de giro de la sección, respecto a X
i_ζ = $\sqrt{I_\zeta : A}$. Radio de giro de la sección, respecto a ζ
i_η = $\sqrt{I_\eta : A}$. Radio de giro de la sección, respecto a η

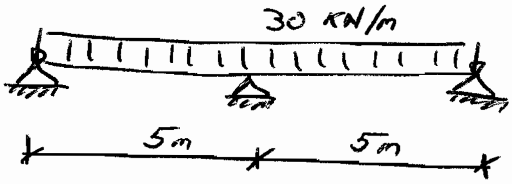
u = Perímetro
p = Peso por m

Perfil	Dimensiones					Posición del centro				Términos de sección									Agujeros				Peso	
	b mm	e mm	r mm	r_1 mm	u mm	c cm	v_1 cm	v_2 cm	w cm	A cm^2	I_x cm^4	I_ζ cm^4	I_η cm^4	W_x cm^3	W_η cm^3	i_x cm	i_ζ cm	i_η cm	w_1 mm	w_2 mm	w_3 mm	a mm	p kp/m	
L 40. 4	40	4	6	3.0	155	1.12	1.58	1.40	2.83	3.08	4.47	7.09	1.86	1.55	1.17	1.21	1.52	0.78	22	—	18	11	2.42	P
L 40. 5	40	5	6	3.0	155	1.16	1.64	1.42	2.83	3.79	5.43	8.60	2.26	1.91	1.37	1.20	1.51	0.77	22	—	18	11	2.97	C
L 40. 6	40	6	6	3.0	155	1.20	1.70	1.43	2.83	4.48	6.31	9.98	2.65	2.26	1.56	1.19	1.49	0.77	22	—	18	11	3.52	C
L 45. 4	45	4	7	3.5	174	1.23	1.75	1.57	3.18	3.49	6.43	10.20	2.67	1.97	1.53	1.36	1.71	0.88	25	—	20	13	2.74	P
L 45. 5	45	5	7	3.5	174	1.28	1.81	1.58	3.16	4.30	7.84	12.40	3.26	2.43	1.80	1.35	1.70	0.87	25	—	20	13	3.38	P
L 45. 6	45	6	7	3.5	174	1.32	1.87	1.59	3.18	5.09	9.16	14.50	3.82	2.88	2.05	1.34	1.69	0.87	25	—	20	13	4.00	C
L 50. 4	50	4	7	3.5	194	1.36	1.92	1.75	3.54	3.89	8.97	14.20	3.72	2.46	1.94	1.52	1.91	0.98	30	—	20	13	3.06	P
L 50. 5	50	5	7	3.5	194	1.40	1.99	1.76	3.54	4.80	11.00	17.40	4.54	3.05	2.29	1.51	1.90	0.97	30	—	20	13	3.77	P
L 50. 6	50	6	7	3.5	194	1.45	2.04	1.77	3.54	5.69	12.80	20.30	5.33	3.61	2.61	1.50	1.89	0.97	30	—	20	13	4.47	C
L 50. 7	50	7	7	3.5	194	1.49	2.10	1.78	3.54	6.56	14.60	23.10	6.11	4.16	2.91	1.49	1.88	0.96	30	—	20	13	5.15	C

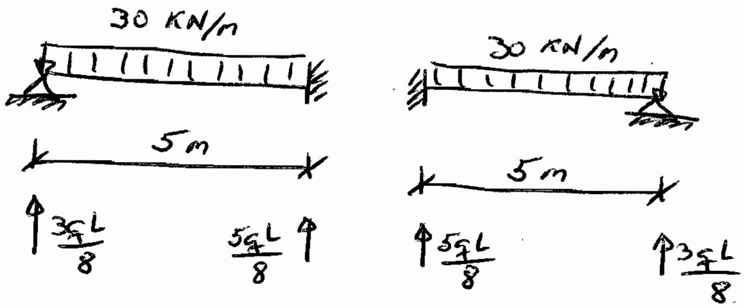
EXAMEN JULIO 2010 - EJ. 3

c) DISEÑAR Y CALCULAR EL NUDO A POR MEDIO DE TORNILLOS 4.6

Al considerar los angulares indeformables, el punto A no descenderá, por lo que la viga se puede modelizar como una viga continua con un apoyo intermedio:



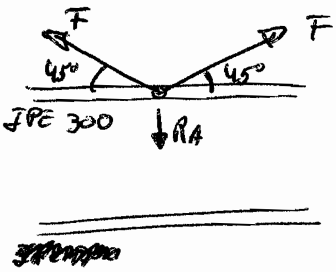
La viga continua, por simetría de luces y cargas, se puede asimilar a dos barras empotradas-apoyadas, tal y como se muestra a continuación:



La reacción en el apoyo A será igual a la suma de las reacciones de cada una de las vigas:

$$R_A = 2 \cdot \frac{5}{8} q_d \cdot L = 2 \cdot \frac{5}{8} \cdot 30 \cdot 5 = 187'5 \text{ KN}$$

Esta fuerza R_A se descompone en la dirección de los dos tirantes:



$$\Sigma F_V = 0 : 2\cdot F\cdot \text{sen } 45^\circ - R_A = 0$$

$$2\cdot F\cdot \text{sen } 45^\circ = 187'5$$

$$\boxed{F = 132'58 \text{ kN}}$$

Ésta será el esfuerzo que habrá que tener en cuenta para el dimensionado de cada una de las uniones pedidas.

⊛ Resistencia a cortante en la sección transversal del tornillo:

Se deberá cumplir: $F_{v,Ed} \le F_{v,Rd} = n\cdot \dfrac{0'5\cdot f_{ub}\cdot A}{\gamma_{M2}}$

Tornillos M12 $\Longrightarrow F_{v,Rd} = 2\cdot \dfrac{0'5\cdot 400\cdot 113}{1'25} = 36.160 \text{ N}$

$\Downarrow$

$\boxed{4M12\ (144'64\text{ kN})}$

Tornillos M16 $\Longrightarrow F_{v,Rd} = 2\cdot \dfrac{0'5\cdot 400\cdot 201}{1'25} = 64.320 \text{ N}$

$\Downarrow$

$\boxed{3M16\ (192'96\text{ kN})}$ ⊛

⊛ Resistencia a aplastamiento de la chapa:

Se deberá cumplir: $F_{v,Ed} \le F_{b,Rd} = \dfrac{2'5\cdot \alpha\cdot f_u\cdot d\cdot t}{\gamma_{M2}}$

Donde: $f_u = 430 \ N/mm^2$

$d = 16 \ mm$

$t = 10 \ mm$

$\gamma_{M2} = 1'25$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0} ; \frac{p_1}{3 d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\}$$

Es necesario situar los taladros para poder calcular el valor del coeficiente α:

* Dist. a bordes:
  - Borde frontal: $1'2 \cdot d_0 = 1'2 \cdot 18 = 21'6 \ mm \leq e_1$

    $e_1 \leq \begin{cases} 40 + 4t = 40 + 4 \cdot 5 = 60 \ mm \\ 12t = 60 mm \\ 150 \ mm \end{cases}$
  - Borde lateral: $1'5 \cdot d_0 = 27 \ mm \leq e_2$

    $e_2 \geq \begin{cases} 40 + 4t = 60 mm \\ 12t = 60 mm \\ 150 \ mm \end{cases}$

* Dist. entre ejes de taladros:
  + Dirección paralela al esfuerzo:

    $2'2 d_0 = 39'6 \ mm \leq p_1 \leq \begin{cases} 14t = 70 \ mm \\ 200 \ mm \end{cases}$
  + Dirección perpendicular al esfuerzo:

    No tiene sentido, ya que hay sólo una fila de tornillos

Se adoptan los siguientes valores, p. ej:

$21'6 \ mm \leq e_1 \leq 60 \ mm \implies \boxed{e_1 = 35 \ mm}$

$27 mm \leq e_2 \leq 60 \ mm \implies \boxed{e_2 = 27 \ mm}$

$39'6 \ mm \leq p_1 \leq 70 \ mm \implies \boxed{p_1 = 50 \ mm}$

Ahora podemos calcular el valor de α:

$$\alpha = \min \left\{ \frac{35}{3\cdot 18} = 0'65 ;\ \frac{50}{3\cdot 18} - \frac{1}{4} = 0'67 ;\ \frac{400}{413} = 0'93 ;\ 1 \right\} = \underline{\underline{0'65}}$$

$\alpha = 0'65$

Sustituyendo: $F_{t,Rd} = \dfrac{2'5 \cdot 0'65 \cdot 430 \cdot 16 \cdot 10}{1'25} = 89.440\,N = 89'44\ kN$ (cada M16)

La resistencia a aplastamiento de los 3 tornillos de la unión será igual a:

$$F_{t,Rd} = 3 \cdot 89'44\ kN = 268'32\ kN > F_{v,Ed} = 132'58\ kN$$

CUMPLE

- Comprobación de la pieza taladrada (tracción):

+ Resist. plástica de la secc. bruta: $F_{v,Ed} \leq N_{pl,Rd} = \dfrac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$

$$132'58 < \frac{480 \cdot 2 \cdot 275}{1'05} = 251'4\ kN$$

CUMPLE

+ Resist. última de cálculo de la secc. neta: $F_{v,Ed} \leq \dfrac{0'9 \cdot A_{neta} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$

$$132'58\ kN < \frac{0'9 \cdot 2 \cdot 390 \cdot 430}{1'25} = 241'5$$

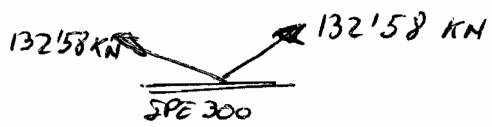
CUMPLE

Cumplen por tanto, todos los angulares.

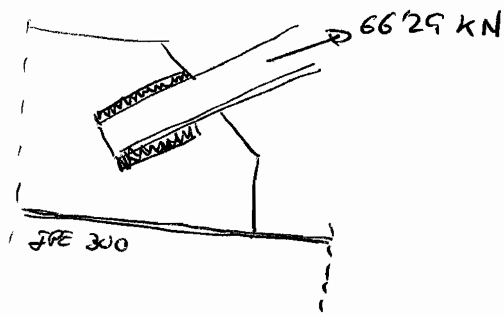
b) DISEÑAR Y CALCULAR EL NUDO B POR MEDIO DE SOLDADURA.

El nudo A está formado por 4 uniones, una por cada angular que llega a la cartela.

El axil que solicita el tirante, se reparte entre los dos angulares, siendo éste el esfuerzo que hay que considerar para dimensionar la soldadura.



AXILES EN LOS TIRANTES



AXIL EN CADA ANGULAR

$$N_{Ed} = \frac{132'58}{2} = 66'29 \text{ kN}$$

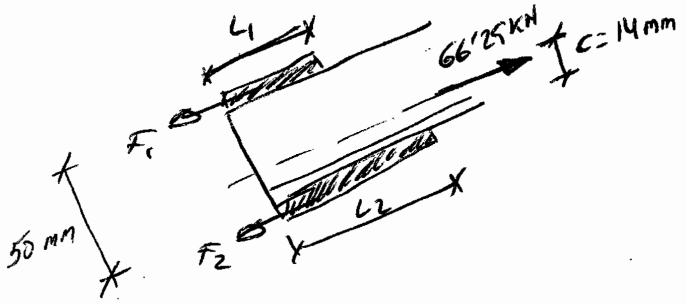
* ESPESOR DE LA GARGANTA :

Se debe cumplir : $a \leq 0'7 \cdot e_{min} = 0'7 \cdot 5 = 3'5 \text{ mm}$

$a \geq 3 \text{ mm}$

Luego escogeremos $\boxed{a = 3'5 \text{ mm}}$

* CÁLCULO DE LA LONGITUD NECESARIA :



Se deberá cumplir :

$F_1 + F_2 = 66'29 \text{ kN}$

$F_1 \cdot 36 = F_2 \cdot 14$

$$F_2 \cdot \left(1 + \frac{14}{36}\right) = 66'29 \text{ KN}$$

$$F_2 = 47'73 \text{ KN}$$

$$F_1 = 18'56 \text{ KN}$$

Condición de resistencia: $\sqrt{\sigma_\perp^2 + 3(\tau_\perp^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \dfrac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M_2}}$

Como sólo hay $\tau_{\parallel}$: $\sqrt{3} \cdot \tau_{\parallel} \leq \dfrac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M_2}}$

Cordón inferior ~~superior~~: $\tau_{\parallel} = \dfrac{F_2}{L_2 \cdot a} \Rightarrow a \cdot L_2 \geq \dfrac{\sqrt{3} \cdot F_2 \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M_2}}{f_u} \Rightarrow$

$$\Rightarrow L_2 \geq \frac{\sqrt{3} \cdot 47'73 \cdot 10^3 \cdot 0'85 \cdot 1'25}{430 \cdot 3'5} = \underline{58'36 \text{ mm}}$$

Cordón superior: $\dfrac{F_1}{L_1 \cdot a} = \dfrac{F_2}{L_2 \cdot a} \Rightarrow L_1 = \dfrac{F_1}{F_2} \cdot L_2 = \dfrac{18'56}{47'73} \cdot 58'36 = \underline{22'7 \text{ mm}}$

DISPOSICIONES MÍNIMAS:

Cordones laterales (paralelos al esfuerzo) que transmiten axiles en las barras unidas:

$$L_w \geq b = 50 \text{ mm}$$

$$L_w \geq 15 \cdot a = 15 \cdot 3'5 = 52'5 \text{ mm}$$