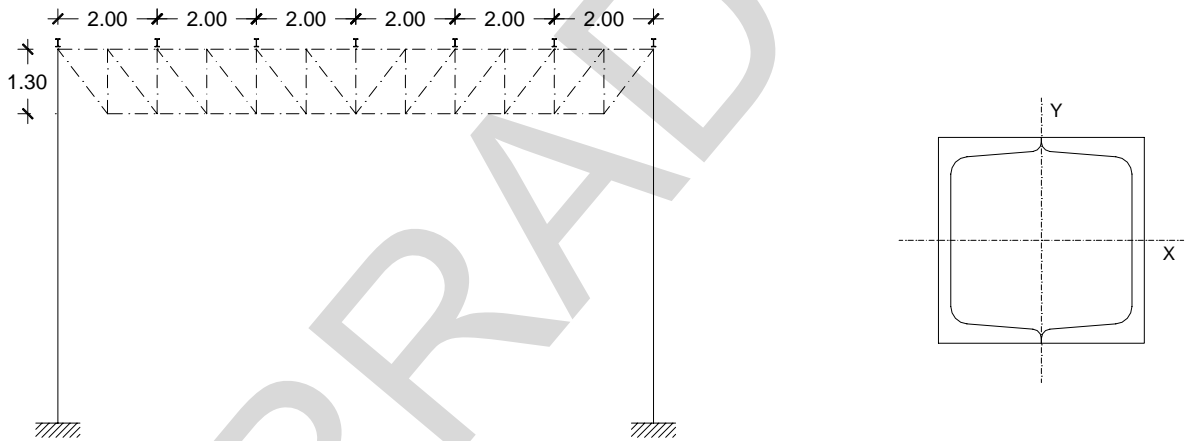


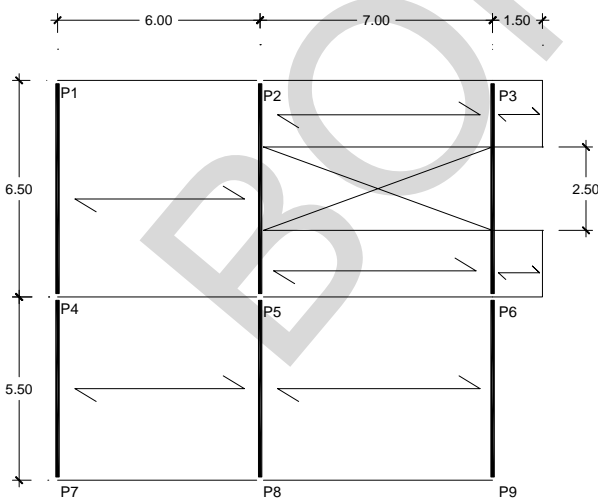
EXAMEN PARCIAL. 19 Diciembre de 2011.

A partir de los siguientes esquemas estructurales de edificios situados en la ciudad de Alicante, dentro de zona urbana, se pide resolver los siguientes apartados conforme al Código Técnico, excepto el dimensionado de perfiles metálicos que se realizará conforme la NBE EA-95:

1. La siguiente figura representa un pórtico traslacional de una nave industrial, teniendo en cuenta una separación entre pórticos de 5 m y una cubierta tipo “sándwich” con un peso, incluyendo parte proporcional de correas y cercha, de 0.85 kN/m².
 - a. Determina el área (A), la inercia respecto los ejes x e y (I_x e I_y), así como los radios de giro (i_x e i_y), de dos UPN160 soldados tal y cómo se indica en la figura. 1 punto.
 - b. Atendiendo a los anteriores resultados, indica cómo se ha de orientar el perfil. 0.5 punto.
 - c. Si el cordón superior de la cercha se resuelve con el anterior perfil, comprueba si éste es capaz de resistir las cargas gravitatorias (incluye las acciones variables). 2,0 puntos.



PLANTA PRIMERA Y SEGUNDA

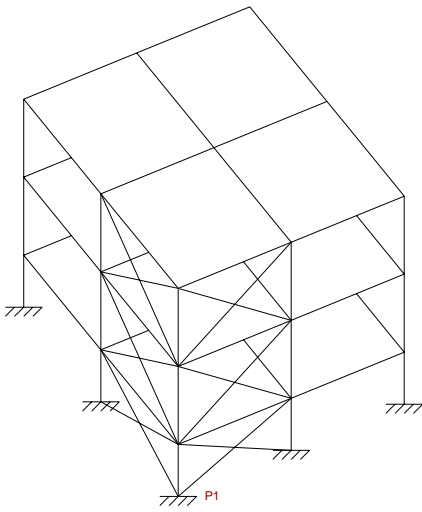


2. En la planta representada, las cargas que actúan son las siguientes:

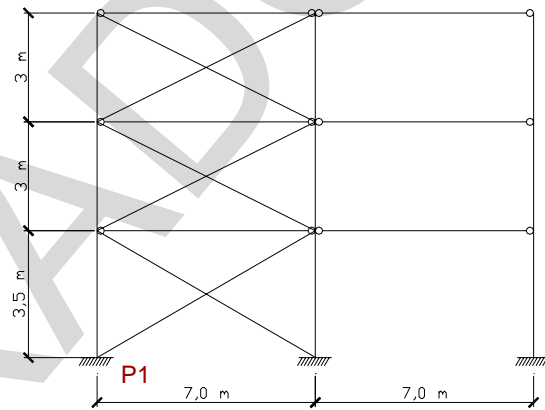
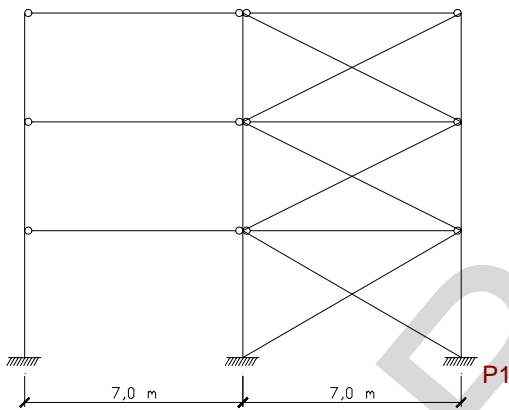
- Forjado 2,5 kN/m²
- Cubierta 2,0 kN/m²
- Pavimento 1,1 kN/m²
- Tabiquería 1,0 kN/m²
- Fachada exterior y del patio 5,5 kN/m
- Antepecho balcón y cubierta 2,0 kN/m
- Sobrecarga de uso 2,0 kN/m²
- Mantenimiento cubierta 1,0 kN/m²
- Nieve 0,2 kN/m²

Se pide:

- a. Sabiendo que el forjado tiene una inercia de $7 \cdot 10^{-4}$ m⁴/m y un módulo de elasticidad de 300000 kp/cm², determina la flecha máxima del mismo. 1,5 puntos.
- b. Dimensiona la viga P3-P6. 2 puntos.



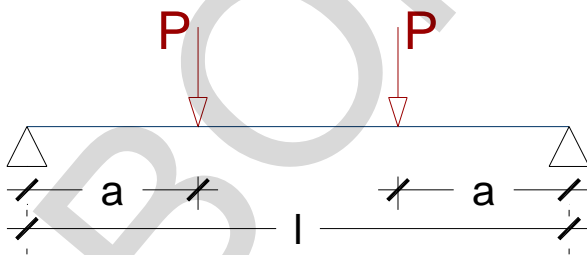
3. En un edificio cuyo esquema estructural se representa en las siguientes figuras y cuyas cargas gravitatorias son idénticas a las del apartado anterior. Se pide:
- Esfuerzos de todas las combinaciones de acciones (incluyendo el viento) en el tramo inferior del P1 (los arriostramientos son simétricos). 1,5 puntos
 - Dimensiona el tramo inferior del pilar P1. 1,5 puntos.



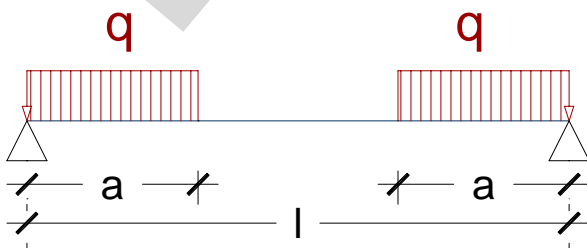
Fórmulas útiles:

Radio de giro

$$i = \sqrt{I/A}$$



$$f_{\max} = \frac{Pa}{24EI} (3l^2 - 4a^2)$$

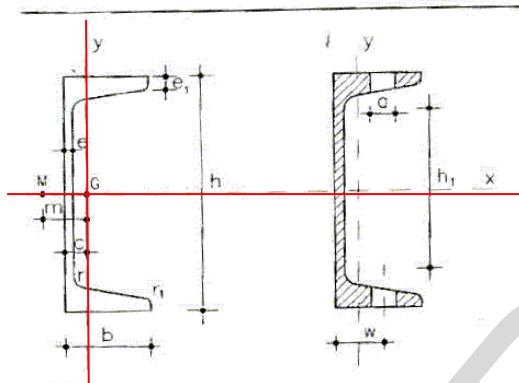


$$f_{\max} = \frac{qa^2}{12EI} \left[\frac{3l^2}{4} - \frac{a^2}{2} \right]$$

1.a.

Términos de sección UPN 160:

Tabla 2.A1.4 Perfiles UPN



EA-95
Anejo 2.A1
Productos
laminados

Área

$$A_{UPN160} = 24cm^2$$

Inercia respecto eje X

$$I_{x_{UPN160}} = 925cm^4$$

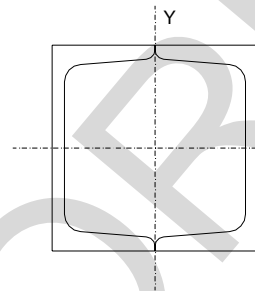
Inercia respecto eje Y

$$I_{y_{UPN160}} = 85.3cm^4$$

Posición del eje Y respecto el lateral del perfil (ver figura)

$$c = 1.84cm$$

Términos de sección 2 UPN 160 dispuestos según figura:



Área:

$$A = 2 \cdot A_{UPN160} = 2 \cdot 24cm^2 = 48cm^2$$

Distancia entre el eje X del UPN160 y el de los UPN soldados:

$$d_x = 0$$

Inercia respecto eje X:

$$I_x = 2 \left(I_{x_{UPN160}} + A_{UPN160} \cdot d_x^2 \right) = 2 \cdot (925cm^4 + 24cm^2 \cdot 0^2) = 1850cm^4$$

Distancia entre el eje Y del UPN160 y el de los UPN soldados:

$$d_y = b - c = 6,5cm - 1,84cm = 4,66cm$$

Inercia respecto eje Y:

$$I_y = 2 \left(I_{y_{UPN160}} + A_{UPN160} \cdot d_y^2 \right) = 2 \cdot (85,3cm^4 + 24cm^2 \cdot 4,66^2) = 1213cm^4$$

Radio de giro respecto X:

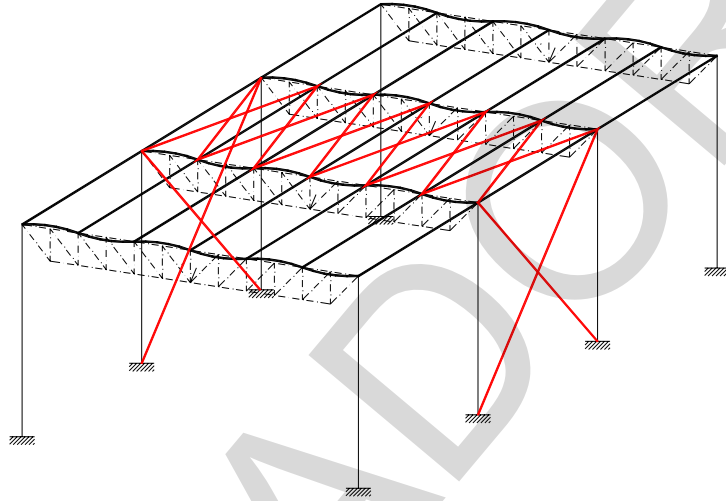
$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1850cm^4}{48cm^2}} = 6,21cm$$

Radio de giro respecto Y:

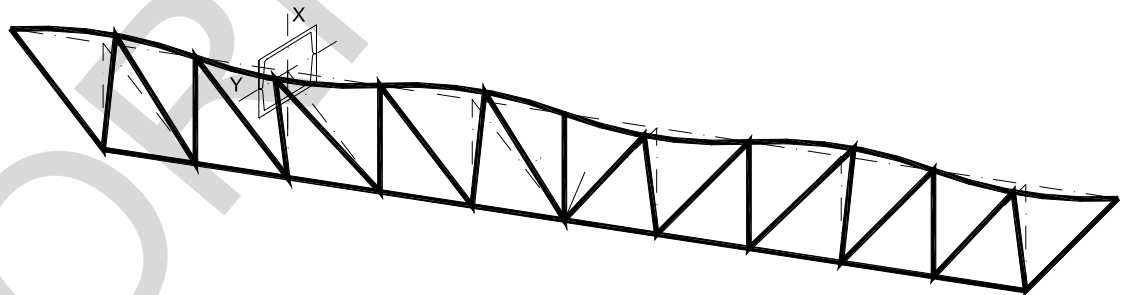
$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1213cm^4}{48cm^2}} = 5,03cm$$

1.b.

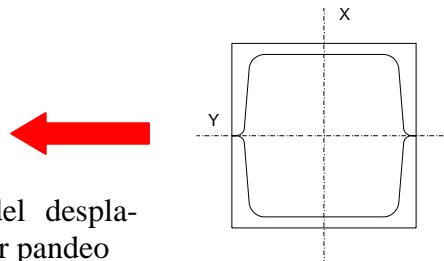
La mejor opción es arriostrar aprovechando las correas tal y como se muestra en la siguiente figura:



Por lo que los puntos sobre los que apoyan las correas serán puntos fijos y la longitud de pandeo en sentido transversal al plano de la cercha será la distancia entre las correas. En la siguiente figura se muestra cómo pandearía el cordón comprimido.



Para reducir la esbeltez del perfil, se tendrá que disponer tal y como se indica en la figura:

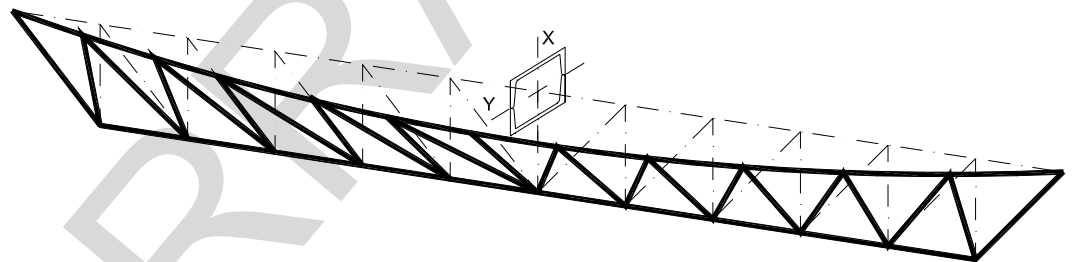
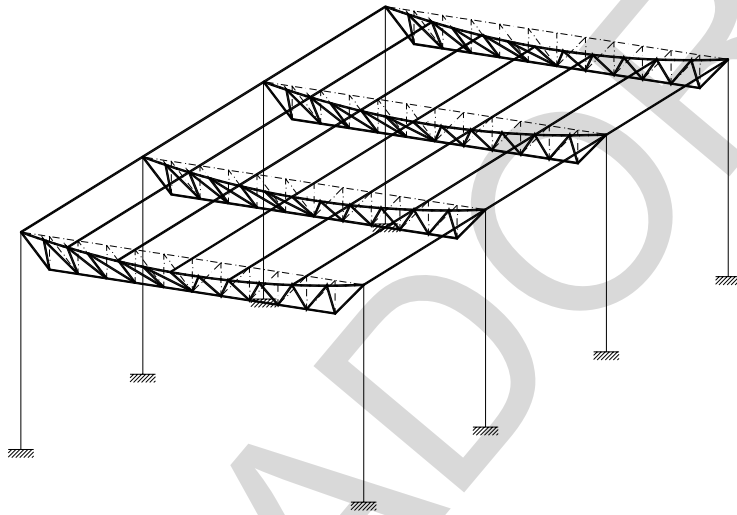


Dirección del desplazamiento por pandeo

Referencias

Resolución

En caso que no existiese ningún arriostramiento (**lo cuál no es recomendable**) que impidiese el pandeo del cordón superior (comprimido) en dirección perpendicular al plano que contiene la cercha. El pandeo será tal y como se indica en las siguientes figuras:



La posición del perfil tendría que ser la misma que en el anterior caso para reducir la esbeltez.

1.c.

Acciones sobre la cercha (excluyendo el viento):

CTE DB AE Tabla 3.1.	Cargas permanentes	$q_{perm} = 0,85 \text{ kN} / \text{m}^2$
CTE DB AE Tabla 3.8.	Sobrecarga de uso (Categoría G1, cubierta ligera sobre correas sin forjado)	$q_{mant} = 0,40 \text{ kN} / \text{m}^2$
	Nieve	$q_{nieve} = 0,20 \text{ kN} / \text{m}^2$

Combinación 1:

$$q_{1d} = 1,35 \cdot q_{perm} + 1,50 (q_{mant} + \psi_{nieve} q_{nieve}) =$$

$$= 1,35 \cdot 0,85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,50 \left(0,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,5 \cdot 0,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = 1,90 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

CTE DB SE
Tabla 4.1.
Tabla 4.2.

Combinación 2

$$q_{2d} = 1,35 \cdot q_{perm} + 1,50 (\psi_{mant} q_{mant} + q_{nieve}) =$$

$$= 1,35 \cdot 0,85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,50 \left(0 \cdot 0,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = 1,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Como era de esperar la combinación 1 es la más desfavorable porque la sobrecarga de uso y nieve actúan sobre toda la misma superficie y la sobrecarga de uso es una acción de mayor magnitud.

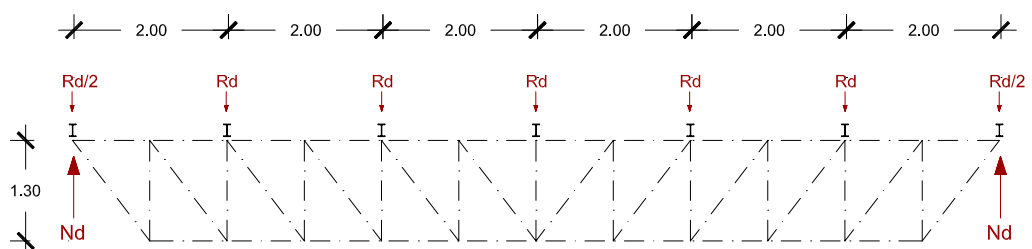
Se han determinado únicamente las acciones mayoradas porque la comprobación que se va a realizar de cordón comprimido es una comprobación a estados límites últimos.

Sabiendo que la separación entre correas es $s_{correas} = 2\text{m}$ y que la separación entre los pórticos será $s_{pórticos} = 5\text{m}$, en las cerchas intermedias la carga a través de las correas R_d será:

$$R_d = s_{correas} \cdot s_{pórticos} \cdot q_{1d} = 2\text{m} \cdot 5\text{m} \cdot 1,90 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 19\text{kN}$$

La reacción en los apoyos de la cercha, N_d (axil que se transmite a la cabeza de los pilares) es:

$$N_d = \frac{1}{2} (5R_d + 2 \cdot \frac{1}{2} R_d) = 3R_d = 57\text{kN}$$

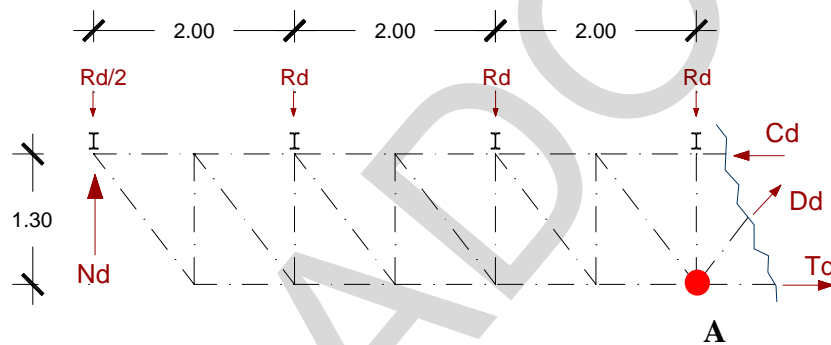


Cortando la estructura tal y como se indica en la siguiente figura y tomando momentos respecto el punto A señalado, la máxima compresión (C_d) sobre el cordón comprimido es:

$$1,3m \cdot C_d + 2m \cdot R_d + 4m \cdot R_d + 6m \cdot \frac{1}{2} R_d = 6m \cdot N_d$$

$$C_d = \frac{1}{1,3m} (6m \cdot N_d - 9m R_d)$$

$$C_d = 131,50 \text{ kN}$$



Dimensionamiento con arriostramiento de correas:

En caso que se haya considerado que se han arriostrado las correas (recomendable) tal y como se ha comentado en el apartado 1.b., los puntos sobre los que recaen las correas en la cercha son fijos, por lo que:

EA-95
Art. 3.2.4

Longitud de la viga

$$l = 2m$$

Coefficiente de pandeo (viga biapoyada)

$$\beta = 1$$

Longitud de pandeo

$$l_k = \beta \cdot l = 1 \cdot 2m = 2m$$

Esbeltez

$$\lambda = \frac{l_k}{i_x} = \frac{2m}{6,21cm} = 32$$

(Se ha orientado el cordón superior tal y como se indica en el apartado 1.b. para que presente el mayor radio de giro en el sentido más proclive al pandeo)

EA-95
Tabla 3.2.7

Acero considerado A42 (acero en la EA95 se corresponde con que S275 JR del código técnico)

Coefficiente de pandeo

$$\omega = 1,04$$

CTE SE-A
Tabla 4.1
Art. 2.3.3.

Límite elástico del acero


$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

Coefficiente de minoración acero

$$\gamma_{m1} = 1.05$$

Límite elástico de cálculo

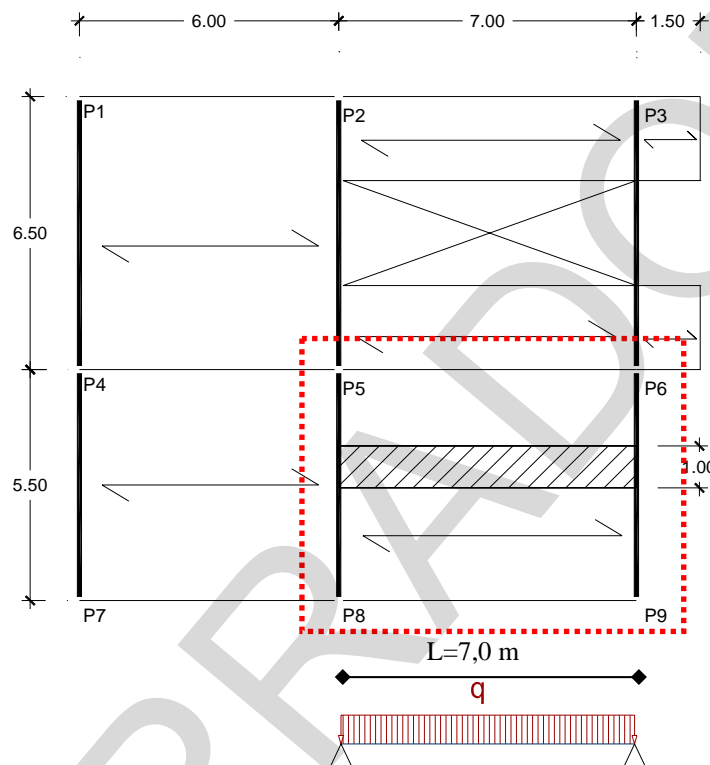
$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 262 \text{ MPa}$$

	Estructuras III (Arquitectura 5º curso)	Pág. 8 de 22
	Resolución parcial diciembre	Dic. 2011
Referencias	Resolución	

EA-95 Art. 3.2.7	<p>Comprobación de pandeo:</p> $f_{yd} \geq \omega \frac{C_d}{A} = 1,04 \frac{131,5kN}{48 \cdot 10^{-4} m^2} = 28492 \frac{kN}{m^2} = 28,49MPa < 262MPa$ <p>Por lo que el cordón superior CUMPLE holgadamente.</p> <p>Dimensionamiento sin arriostramiento:</p> <p>En caso que se haya considerado que se no han arriostrado las correas (no recomendable) tal y como se ha comentado en el apartado 1.b., los puntos sobre los que recaen las correas en la cercha no son fijos, por lo que:</p>
EA-95 Art. 3.2.4	<p>Longitud de la viga $l = 12m$</p> <p>Coefficiente de pandeo (viga biapoyada) $\beta = 1$</p> <p>Longitud de pandeo $l_k = \beta \cdot l = 1 \cdot 12m = 12m$</p> <p>Esbeltez $\lambda = \frac{l_k}{i_x} = \frac{12m}{6,21cm} = 193$</p> <p>(Se ha orientado el cordón superior tal y como se indica en el apartado 1.b. para que presente el mayor radio de giro en el sentido más proclive al pandeo)</p>
EA-95 Tabla 3.2.7	<p>Coefficiente de pandeo $\omega = 6,34$</p> <p>Para hacer la comprobación de pandeo, se considera que la compresión en todo el cordón superior es constante. Esto no es correcto porque a medida que nos acercamos a apoyos el axil entre correas disminuye. Sin embargo, por simplicidad/rapidez en el cálculo y por estar del lado de la seguridad, se ha considerado un axil constante.</p>
EA-95 Art. 3.2.7	<p>Comprobación de pandeo:</p> $f_{yd} \geq \omega \frac{C_d}{A} = 6,34 \frac{131,5kN}{48 \cdot 10^{-4} m^2} = 173689 \frac{kN}{m^2} = 173,689MPa < 262MPa$ <p>Por lo que el cordón superior CUMPLE.</p> <p><i>Como se puede observar en el caso que la estructura se ha arriostrado convenientemente cumple de manera mucho más holgada que en el caso en el que no se ha arriostrado.</i></p>

2.a.

El forjado con mayor flecha será el que se ha indicado con un recuadro ya que es el de mayor luz y no cuenta con ningún voladizo que reduzca el momento en centro luz.



En el caso de forjados unidireccionales, se puede considerar que éste sólo flexa en una dirección por lo tanto su comportamiento se puede asimilar al de una viga biapoyada de ancho unidad tal y como se indica en la anterior figura.

Por lo que la carga sobre el forjado será:

$$q = 1m \cdot \left(2,5 \frac{kN}{m^2} + 1,1 \frac{kN}{m^2} + 1,0 \frac{kN}{m^2} + 2,0 \frac{kN}{m^2} \right) = 6,6 \frac{kN}{m}$$

Por lo tanto, la inercia del forjado es:

$$I = 7 \cdot 10^{-4} m^4$$

El módulo de elasticidad del forjado será:

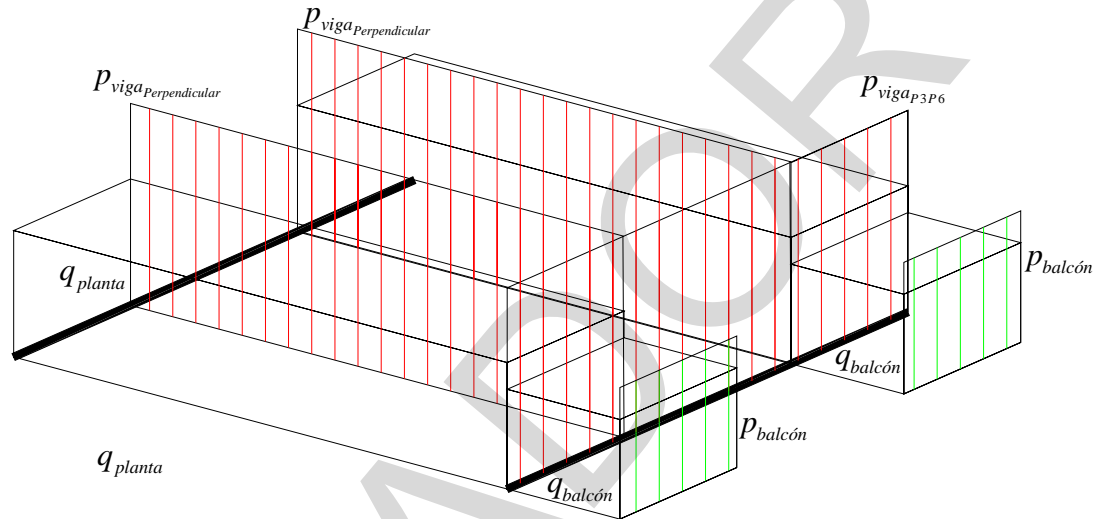
$$E = 300000 \frac{kN}{cm^2} \cdot \frac{10}{1000} = 3 \cdot 10^7 \frac{kN}{m^2}$$

La flecha f en el forjado será:

$$f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 6,6 \frac{kN}{m} \cdot (7m)^4}{384 \cdot 7 \cdot 10^{-4} m^4 \cdot 3 \cdot 10^7 \frac{kN}{m^2}} = 9,8 \cdot 10^{-3} m \approx 1cm$$

2.b.

En la siguiente figura, se representan las cargas que pueden influir en el diseño de la viga P6-P9.



Carga superficial repartida sobre la planta de la vivienda:

$$q_{planta}^{permanente} = q_{forjado} + q_{pavimento} + q_{tabique} = 2,5 \frac{kN}{m^2} + 1,1 \frac{kN}{m^2} + 1,0 \frac{kN}{m^2} = 4,6 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{planta}^{variable} = q_{uso} = 2,0 \frac{kN}{m^2}$$

Carga superficial repartida sobre el balcón:

$$q_{voladizo}^{permanente} = q_{forjado} + q_{pavimento} = 2,5 \frac{kN}{m^2} + 1,1 \frac{kN}{m^2} + 1,0 \frac{kN}{m^2} = 3,6 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{voladizo}^{variable} = q_{uso} + \psi_{nieve} q_{nieve} = 2,0 \frac{kN}{m^2} + 0,5 \cdot 0,2 \frac{kN}{m^2} = 2,1 \frac{kN}{m^2}$$

Es evidente que la combinación en la que la sobrecarga de uso es la acción variable principal es la más desfavorable. Por lo que es la única que se considera.

CTE DB-AE
Art. 3.1.1.4

El artículo 3.1.1.4 del CTE DB-AE, indica que para comprobaciones locales los balcones volados se considerará una carga lineal actuando en sus bordes de 2 kN/m. Por lo que no es una acción que haya que considerar obligatoriamente en el diseño de la viga. Sí que habría que considerarla obligatoriamente si se estuviese diseñando el voladizo (por ejemplo las viguetas metálicas en caso que el forjado fuese de esa tipología).

Carga lineal sobre viga P3-P9:

$$p_{\text{viga}_{P3P9}}^{\text{permanente}} = 5,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

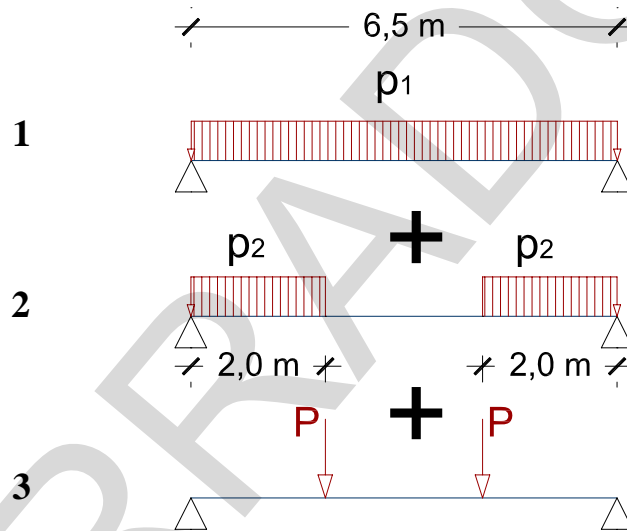
Carga lineal sobre vigas perpendiculares a P3-P9:

$$p_{\text{viga}_{\text{Perpendicular}}}^{\text{permanente}} = 5,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Carga lineal sobre extremo voladizo:

$$p_{\text{voladizo}}^{\text{permanente}} = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Por lo tanto las cargas que actúan sobre la viga P3-P9 se pueden descomponer en los siguientes casos:



Comprobación flecha (ELS)

Cargas sin mayorar o características (ELS):

$$p_1 = p_{\text{viga}_{P3P9}}^{\text{perm}} = 5,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\begin{aligned} p_2 &= \frac{7m}{2} (q_{\text{planta}}^{\text{perm}} + q_{\text{planta}}^{\text{var}}) + 1,5m (q_{\text{voladizo}}^{\text{perm}} + q_{\text{voladizo}}^{\text{var}}) + p_{\text{voladizo}}^{\text{perm}} + \\ &\quad + \frac{1}{7m} \left[\frac{1,5m}{2} (q_{\text{voladizo}}^{\text{perm}} + q_{\text{voladizo}}^{\text{var}}) \cdot 1,5m + 1,5m \cdot p_{\text{voladizo}}^{\text{perm}} \right] = \\ &= \frac{7m}{2} \left(4,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) + 1,5m \left(3,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 2,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) + 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + \\ &\quad + \frac{1}{7m} \left[\frac{1,5m}{2} \left(3,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 2,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 1,5m + 1,5m \cdot 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] = \\ &= p_2 = 35 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{aligned}$$

$$P = \frac{7m}{2} p_{\text{viga}_{\text{perpendicular}}}^{\text{perm}} = \frac{7m}{2} 5,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 19,25 \text{kN}$$

$$\begin{aligned}
 f_{\max} = f_1 + f_2 + f_3 &= \frac{p_1 l^4}{384EI} + \frac{p_2 a^2}{12EI} \left(\frac{3l^2}{4} - \frac{a^2}{2} \right) + \frac{Pa}{24EI} (3l^2 - 4a^2) = \\
 &= \frac{1}{EI} \left[\frac{p_1 l^4}{384} + \frac{p_2 a^2}{12} \left(\frac{3l^2}{4} - \frac{a^2}{2} \right) + \frac{Pa}{24} (3l^2 - 4a^2) \right] = \\
 &= \frac{1}{EI} \left[\frac{5,5 \cdot 6,5^4}{384} + \frac{35 \cdot 2^2}{12} \left(\frac{3 \cdot 6,5^2}{4} - \frac{2^2}{2} \right) + \frac{19 \cdot 25 \cdot 2}{24} (3 \cdot 6,5^2 - 4 \cdot 2^2) \right] = \\
 &= \frac{1}{EI} [25,57 + 346,35 + 177,66] = \frac{549,58}{EI}
 \end{aligned}$$

Como sobre la viga apoya la fachada, la limitación de flecha será:

CTE SE-A
Art. 4.3.3.

$$f_{\max} = \frac{l}{500} = \frac{6,5m}{500} = 0,013m$$

Por lo que:

$$f_{\max} = 0,013m = \frac{549,58}{EI}$$

$$I = \frac{549,58}{0,013 \cdot 2 \cdot 10^8} = 2,013 \cdot 10^{-4} m^4 = 20131 cm^4$$

Podemos emplear un IPE400 o un HEB 300. Por economía elegimos el IPE400 (aunque si descolgase en exceso podríamos emplear el HEB).

Comprobación resistente (ELU)

Cargas mayoradas o de diseño (ELU):

CTE DB SE
Tabla 4.1.

Coefficiente de mayoración de cargas permanentes

$$\gamma_G = 1,35$$

Coefficiente de mayoración de cargas variables

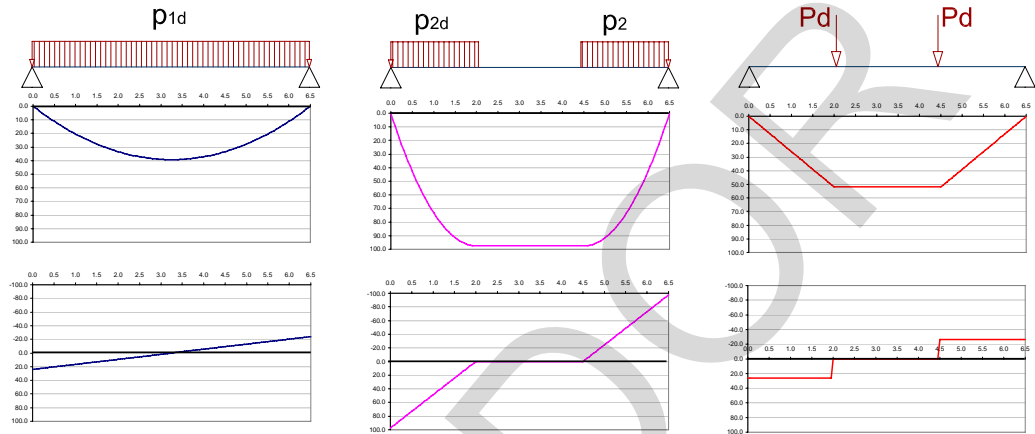
$$\gamma_Q = 1,50$$

$$p_{1d} = \gamma_G \cdot p_{viga_{p3p9}}^{perm} = 1,35 \cdot 5,5 \frac{kN}{m^2} = 7,43 \frac{kN}{m^2}$$

$$\begin{aligned}
 p_{2d} &= \frac{7m}{2} (\gamma_G \cdot q_{planta}^{perm} + \gamma_Q \cdot q_{planta}^{var}) + 1,5m (\gamma_G \cdot q_{voladizo}^{perm} + \gamma_Q \cdot q_{voladizo}^{var}) + \gamma_G \cdot p_{voladizo}^{perm} + \\
 &+ \frac{1}{7m} \left[\frac{1,5m}{2} (\gamma_G \cdot q_{voladizo}^{perm} + \gamma_Q \cdot q_{voladizo}^{var}) \cdot 1,5m + \gamma_G \cdot 1,5m \cdot p_{voladizo}^{perm} \right] = \\
 &= \frac{7m}{2} \left(1,35 \cdot 4,6 \frac{kN}{m^2} + 1,5 \cdot 2,0 \frac{kN}{m^2} \right) + 1,5m \left(1,35 \cdot 3,6 \frac{kN}{m^2} + 1,5 \cdot 2,1 \frac{kN}{m^2} \right) + \\
 &+ 1,35 \cdot 2 \frac{kN}{m} + \frac{1}{7m} \left[\frac{1,5m}{2} \left(1,35 \cdot 3,6 \frac{kN}{m^2} + 1,5 \cdot 2,1 \frac{kN}{m^2} \right) \cdot 1,5m + 1,35 \cdot 1,5m \cdot 2 \frac{kN}{m} \right] = \\
 &= p_{2d} = 48,80 \frac{kN}{m}
 \end{aligned}$$

$$P_d = \gamma_G \cdot \frac{7m}{2} p_{viga_{perpendicular}}^{perm} = 1,35 \cdot \frac{7m}{2} \cdot 5,5 \frac{kN}{m} = 26,0 kN$$

Las leyes de momentos son las que se muestran a continuación. Debido a la simetría de la carga el momento máximo se alcanza en centro-luz y el cortante máximo en los apoyos.



Por lo tanto, aplicando equilibrio de momentos, el momento máximo será:

$$M_d = \frac{p_{1d} l^2}{8} + \frac{p_{2d} a^2}{2} + P \cdot a = \frac{7,43 \frac{kN}{m} \cdot (6,5m)^2}{8} + \frac{48,8 \frac{kN}{m} \cdot (2m)^2}{2} + 26,0 \frac{kN}{m} \cdot 2m$$

$$M_d = 188,84 kN \cdot m$$

El IPE 400 tiene un módulo resistente $W_x = 1160 cm^3$

$$\sigma_{max} = \frac{M_d}{W_x} = \frac{188,84 kN \cdot m}{1160 \cdot 10^{-6} m^3} = 163 MPa \leq f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 262 MPa$$

CUMPLE

El cortante máximo será:

$$V_d = \frac{p_{1d} \cdot l}{2} + p_{2d} \cdot a + P = \frac{7,43 \frac{kN}{m} \cdot 6,5m}{2} + 48,8 \frac{kN}{m} \cdot 2m + 26kN = 147,75 kN$$

El área que resistirá el cortante será:

$$A_{cortante} = e \cdot h_1 = 8,6mm \cdot 331mm = 2847 mm^2$$

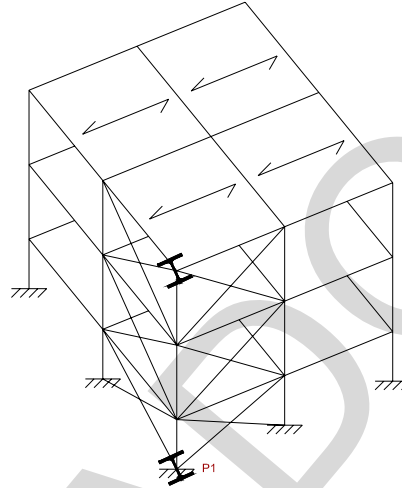
Por lo que la tensión tangencial máxima será:

$$\tau_{max} = \frac{V_d}{A_{cortante}} = \frac{147,75 kN}{2847 \cdot 10^{-6} m^2} = 52 MPa \leq \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = \frac{262}{\sqrt{3}} = 151 MPa$$

CUMPLE

3.a.

Se supone que los forjados y los pilares están dispuestos tal y como se indica en la siguiente figura:



Acciones permanentes:

Forjado	$q_{forj} = 2,5 \text{ kN} / \text{m}^2$
Cubierta	$q_{cub} = 2,0 \text{ kN} / \text{m}^2$
Pavimento	$q_{pav} = 1,1 \text{ kN} / \text{m}^2$
Tabiquería	$q_{tab} = 1,0 \text{ kN} / \text{m}^2$
Fachada exterior y del patio	$p_{fachada} = 5,5 \text{ kN} / \text{m}$
Antepecho balcón y cubierta	$p_{antepecho} = 2,0 \text{ kN} / \text{m}$

El axil sobre el tramo inferior del pilar será:

$$\begin{aligned}
 N_{perm} &= \frac{7}{2} \cdot \frac{7}{2} \text{ m}^2 \left(3 \cdot q_{forj} + q_{cub} + 2 \left[q_{pav} + q_{tab} \right] \right) + 2 \cdot \frac{7}{2} \text{ m} \left(p_{antepecho} + 2 \cdot p_{fachada} \right) = \\
 &= 12,25 \text{ m}^2 \left(3 \cdot 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 2 \left[1,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] \right) + 7 \text{ m} \cdot \left(2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 5,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) \\
 N_{perm} &= 220,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

El momento sobre el tramo inferior del pilar será:

$$\begin{aligned}
 M_{perm} &= \frac{h}{2} \left[\frac{7}{2} \cdot \frac{7}{2} \text{ m}^2 \left(3 \cdot q_{forj} + q_{cub} + 2 \left[q_{pav} + q_{tab} \right] \right) + \frac{7}{2} \text{ m} \left(p_{antepecho} + 2 \cdot p_{fachada} \right) \right] = \\
 &= \frac{h}{2} \left[12,25 \text{ m}^2 \left(3 \cdot 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 2 \left[1,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] \right) + \frac{7}{2} \text{ m} \cdot \left(2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 5,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) \right] \\
 M_{perm} &= 194,1 \frac{h}{2} \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Sobrecarga de mantenimiento en cubierta

Mantenimiento cubierta

$$q_{mant} = 1 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$N_{mant} = \frac{7}{2} \cdot \frac{7}{2} \text{ m}^2 \cdot q_{mant} = 12,25 \text{ m}^2 \cdot 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 12,25 \text{ kN}$$

$$M_{mant} = \frac{h}{2} N_{mant} = 12,25 \frac{h}{2} \text{ kN}$$

Sobrecarga de uso en vivienda

Sobrecarga de uso

$$q_{uso} = 2 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$N_{uso} = \frac{7}{2} \cdot \frac{7}{2} \text{ m}^2 (2 \cdot q_{uso}) = 12,25 \text{ m}^2 \cdot 2 \cdot 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 49 \text{ kN}$$

$$M_{uso} = \frac{h}{2} N_{uso} = 49 \frac{h}{2} \text{ kN}$$

Nieve

Nieve

$$q_{nieve} = 0,2 \text{ kN} / \text{m}^2$$

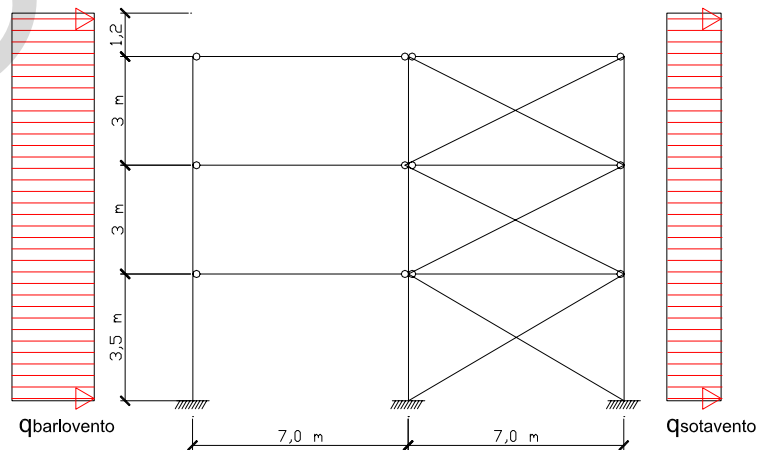
$$N_{nieve} = \frac{7}{2} \cdot \frac{7}{2} \text{ m}^2 \cdot q_{nieve} = 12,25 \text{ m}^2 \cdot 0,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 2,45 \text{ kN}$$

$$M_{nieve} = \frac{h}{2} N_{nieve} = 2,45 \frac{h}{2} \text{ kN}$$

Viento

Como el edificio es doblemente simétrico sólo se considerará el viento soplando en una de las direcciones que provocan un incremento de axil en el pilar estudiado.

En primer lugar, se determina la presión y succión que actúan sobre las fachadas del edificio a barlovento y a sotavento respectivamente. Se supone que el ante pecho tiene una altura de 1,20 m



Se hace notar que, debido a la orientación de los pilares, sólo las vigas sobre las que apoyan los forjados producirán momento por excentricidad sobre el pilar.

CTE DB-AE
Art. 3.3.2

Figura D.1

Art. 3.3.2

Tabla 3.5

Las presiones se obtienen a partir de las siguientes expresiones:

$$q_{\text{barlovento}} = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

$$q_{\text{sotavento}} = q_b \cdot c_e \cdot c_s$$

$$q_b = 0,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$c_e = 2,0$$

Presión dinámica del viento en Alicante

Coefficiente de exposición

Esbeltez del edificio

$$(3,5\text{m} + 2 \cdot 3\text{m} + 1,2\text{m}) / (7\text{m} + 7\text{m}) = 0,75$$

Coefficientes de presión y succión

$$c_p = 0,8$$

$$c_s = -0,4$$

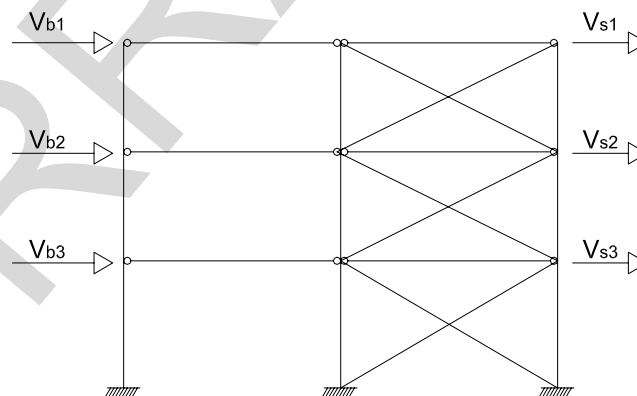
Por lo que:

$$q_{\text{barlovento}} = 0,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2 \cdot 0,8 = 0,72 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\text{sotavento}} = 0,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2 \cdot (-0,4) = -0,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

(el signo negativo indica que se trata de una succión)

Las presiones y succiones sobre la fachada se transmiten a la estructura tal y como se indica en la figura.



$$V_{b1} = \frac{1}{2} q_p \cdot 14\text{m} \cdot (1,2\text{m} + \frac{3}{2}\text{m}) = \frac{1}{2} 0,72 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 14\text{m} \cdot 2,7\text{m} = V_{b1} = 13,6\text{kN}$$

$$V_{b2} = \frac{1}{2} q_p \cdot 14\text{m} \cdot (2 \cdot \frac{3}{2}\text{m}) = \frac{1}{2} 0,72 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 14\text{m} \cdot 3\text{m} = V_{b2} = 15,1\text{kN}$$

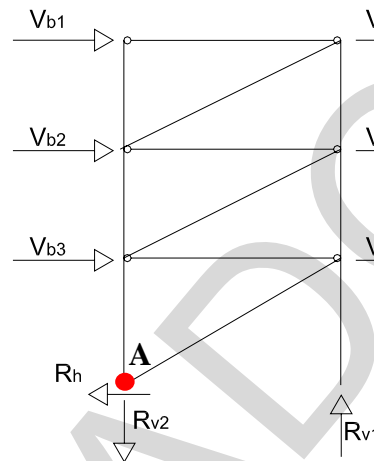
$$V_{b3} = \frac{1}{2} q_p \cdot 14\text{m} \cdot (\frac{3}{2}\text{m} + \frac{3,5}{2}\text{m}) = \frac{1}{2} 0,72 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 14\text{m} \cdot 3,25\text{m} = V_{b3} = 16,4\text{kN}$$

$$V_{s1} = \frac{1}{2} q_s \cdot 14\text{m} \cdot (1,2\text{m} + \frac{3}{2}\text{m}) = \frac{1}{2} 0,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 14\text{m} \cdot 2,7\text{m} = V_{s1} = 6,8\text{kN}$$

$$V_{s2} = \frac{1}{2} q_s \cdot 14\text{m} \cdot (2 \cdot \frac{3}{2}\text{m}) = \frac{1}{2} 0,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 14\text{m} \cdot 3\text{m} = V_{s2} = 7,6\text{kN}$$

$$V_{s3} = \frac{1}{2} q_s \cdot 14\text{m} \cdot (\frac{3}{2}\text{m} + \frac{3,5}{2}\text{m}) = \frac{1}{2} 0,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 14\text{m} \cdot 3,25\text{m} = V_{s3} = 8,2\text{kN}$$

El arriostramiento resistirá la acción del viento y la transmitirá a cimentación tal y como se indica en la siguiente figura. Asimismo, considerando que los arriostramientos no tienen rigidez suficiente para resistir las compresiones, se puede obviar su influencia por lo que a efectos de cálculo se considera la siguiente estructura:



El axil debido al viento en el tramo inferior del pilar de estudio será igual a la reacción vertical R_{v1} . Para determinarla, se plantea el equilibrio de momentos en el punto A quedando:

$$7m \cdot R_{v1} = 3,5m(V_{b3} + V_{s3}) + 6,5m(V_{b2} + V_{s2}) + 9,5m(V_{b1} + V_{s1})$$

$$R_{v1} = \frac{3,5m(16,4kN + 8,2kN) + 6,5m(15,1kN + 7,6kN) + 9,5m(13,6kN + 6,8kN)}{7m}$$

$$R_{v1} = N_{viento} = 61,1kN$$

$$M_{viento} = 0$$

Combinaciones:

Como hay cuatro acciones variables (sobrecarga mantenimiento, uso, nieve y viento) habrán cuatro combinaciones. Sólo se considerarán las combinaciones de acciones mayoradas porque la comprobación a pandeo es de estados límites últimos (ELU)

Combinación 1 (mantenimiento cubierta acción variable principal):

$$N_{1d} = 1,35 \cdot N_{perm} + 1,5(N_{mant} + \psi_{uso} N_{uso} + \psi_{nieve} N_{nieve} + \psi_{viento} N_{viento})$$

$$N_{1d} = 1,35 \cdot 220,3kN + 1,5(12,25kN + 0,7 \cdot 49kN + 0,5 \cdot 2,45kN + 0,6 \cdot 61,1kN)$$

$$N_{1d} = 424,0kN$$

$$M_{1d} = 1,35 \cdot M_{perm} + 1,5(M_{mant} + \psi_{uso} M_{uso} + \psi_{nieve} M_{nieve} + \psi_{viento} M_{viento})$$

$$M_{1d} = \frac{h}{2} [1,35 \cdot 194,1 + 1,5(12,25kN + 0,7 \cdot 49kN + 0,5 \cdot 2,45kN + 0,6 \cdot 0)]$$

$$M_{1d} = \frac{h}{2} 333,7kN$$

Combinación 2 (sobrecarga uso viviendas acción variable principal):

$$N_{2d} = 1,35 \cdot N_{perm} + 1,5(\psi_{mant} N_{mant} + N_{uso} + \psi_{nieve} N_{nieve} + \psi_{viento} N_{viento})$$

$$N_{2d} = 1,35 \cdot 220,3kN + 1,5(0,7 \cdot 12,25kN + 49kN + 0,5 \cdot 2,45kN + 0,6 \cdot 61,1kN)$$

$$N_{2d} = 440,6kN$$

$$M_{2d} = 1,35 \cdot M_{perm} + 1,5(\psi_{mant} M_{mant} + M_{uso} + \psi_{nieve} M_{nieve} + \psi_{viento} M_{viento})$$

$$M_{2d} = \frac{h}{2} [1,35 \cdot 194,1 + 1,5(0,7 \cdot 12,25kN + 49kN + 0,5 \cdot 2,45kN + 0,6 \cdot 0)]$$

$$M_{1d} = \frac{h}{2} 350,2kN$$

Combinación 3 (nieve acción variable principal):

$$N_{3d} = 1,35 \cdot N_{perm} + 1,5(\psi_{mant} N_{mant} + \psi_{uso} N_{uso} + N_{nieve} + \psi_{viento} N_{viento})$$

$$N_{3d} = 1,35 \cdot 220,3kN + 1,5(0,7 \cdot 12,25kN + 0,7 \cdot 49kN + 2,45kN + 0,6 \cdot 61,1kN)$$

$$N_{3d} = 420,4kN$$

$$M_{3d} = 1,35 \cdot M_{perm} + 1,5(\psi_{mant} M_{mant} + \psi_{uso} M_{uso} + M_{nieve} + \psi_{viento} M_{viento})$$

$$M_{3d} = \frac{h}{2} [1,35 \cdot 194,1 + 1,5(0,7 \cdot 12,25kN + 0,7 \cdot 49kN + 2,45kN + 0,6 \cdot 0)]$$

$$M_{3d} = \frac{h}{2} 330,0kN$$

Combinación 4 (viento acción variable principal):

$$N_{4d} = 1,35 \cdot N_{perm} + 1,5(\psi_{mant} N_{mant} + \psi_{uso} N_{uso} + \psi_{nieve} N_{nieve} + N_{viento})$$

$$N_{4d} = 1,35 \cdot 220,3kN + 1,5(0,7 \cdot 12,25kN + 0,7 \cdot 49kN + 0,5 \cdot 2,45kN + 61,1kN)$$

$$N_{4d} = 455,2kN$$

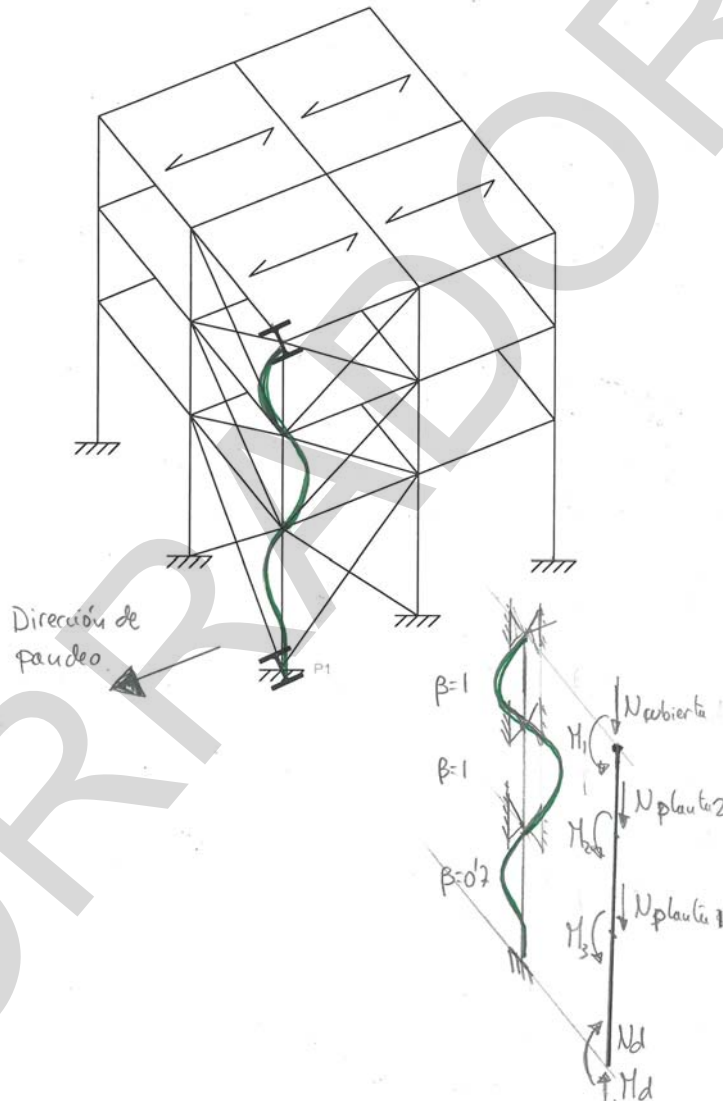
$$M_{4d} = 1,35 \cdot M_{perm} + 1,5(\psi_{mant} M_{mant} + \psi_{uso} M_{uso} + \psi_{nieve} M_{nieve} + M_{viento})$$

$$M_{3d} = \frac{h}{2} [1,35 \cdot 194,1 + 1,5(0,7 \cdot 12,25kN + 0,7 \cdot 49kN + 0,5 \cdot 2,45kN + 0)]$$

$$M_{3d} = \frac{h}{2} 328,2kN$$

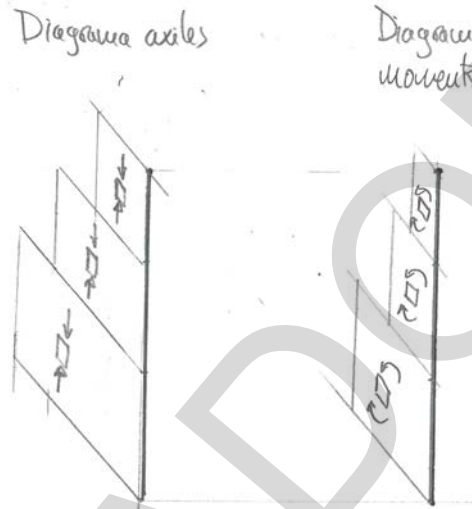
3.b.

En la siguiente figura se muestra como pandeará la columna. Debido a que se trata de una estructura intraslacional en ambas direcciones, el pandeo más probable será respecto el eje débil del perfil.



Tal y como se muestra en la anterior figura, los tramos superiores del pilar tendrán un coeficiente de pandeo $\beta = 1$. Sin embargo el tramo inferior, al encontrarse empotrado en un extremo y tener cierta capacidad de giro en el contrario se la asigna un coeficiente de pandeo $\beta = 0,7$.

Los diagramas de esfuerzos debidos a las acciones transmitidas de los forjados a los pilares se esquematizan en la siguiente figura.



Del apartado 3.a se deduce que la combinación que provoca mayor axil es la combinación 4 (viento acción variable principal) y la que produce mayor momento es la combinación 2 (sobrecarga de uso en viviendas acción variable principal)

Comprobación combinación axil máximo:

Longitud del pilar $l = 3,5m$
 Coeficiente de pandeo (pilar apoyado-empotrado) $\beta = 0,7$
 Longitud de pandeo $l_k = \beta \cdot l = 0,7 \cdot 3,5m = 2,45m$

Para comenzar a tantear, imponemos una esbeltez $\lambda = 70$. Por lo tanto:

$$\lambda = 70 = \frac{l_k}{i} = \frac{245cm}{i}$$

$$i = 3,5cm$$

Por lo que probamos un HEB140:

$$A = 43cm^2$$

$$W_x = 216cm^3$$

$$i_y = 3,58cm$$


Esbeltez

$$\lambda = \frac{l_k}{i_x} = \frac{2,45m}{3,58cm} = 68$$


Como se ha visto al principio de este apartado, el pandeo más probable se producirá respecto el eje débil.

EA-95
Art. 3.2.4

Prontuario
Perfiles
laminados

	Estructuras III (Arquitectura 5º curso)	Pág. 21 de 22
	Resolución parcial diciembre	Dic. 2011
Referencias	Resolución	

EA-95 Tabla 3.2.7	<p>Acero considerado A42 (acero en la EA95 se corresponde con que S275 JR del código técnico)</p> <p>Coefficiente de pandeo $\omega = 1,51$</p> <p>Los esfuerzos que actúan sobre el pilar son:</p> $N_{4d} = 455,2kN$ $M_{3d} = \frac{h}{2} 328,2kN = \frac{140mm}{2} 328,2kN = 23kN \cdot m$ <p>Límite elástico del acero $f_y = 275MPa$</p> <p>Coefficiente de minoración acero $\gamma_{m1} = 1.05$</p> <p>Límite elástico de cálculo $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 262MPa$</p> <p>Comprobamos:</p> $f_{yd} \geq \omega \frac{N_d}{A} + \frac{M_d}{W_x} = 1,51 \frac{455,2kN}{43 \cdot 10^{-4} m^2} + \frac{23kNm}{216 \cdot 10^{-6}} = 266MPa > 262MPa$ <p style="text-align: center;">HEB 140 NO CUMPLE Y RECURRIMOS A UN HEB 160</p> <p>Por lo que HEB160:</p> $A = 54,3cm^2$ $W_x = 311cm^3$ $i_y = 4,05cm$ <p>Esbeltez $\lambda = \frac{l_k}{i_x} = \frac{2,45m}{4,05cm} = 60$</p> <p>Coefficiente de pandeo $\omega = 1,35$</p> <p>Los esfuerzos que actúan sobre el pilar son:</p> $N_{4d} = 455,2kN$ $M_{3d} = \frac{h}{2} 328,2kN = \frac{160mm}{2} 328,2kN = 26,3kN \cdot m$ <p>Comprobamos:</p> $f_{yd} \geq \omega \frac{N_d}{A} + \frac{M_d}{W_x} = 1,35 \frac{455,2kN}{54,3 \cdot 10^{-4} m^2} + \frac{26,3kNm}{311 \cdot 10^{-6}} = 198MPa < 262MPa$ <p style="text-align: center;">CUMPLE CON UN HEB 160</p>
EA-95 Art. 3.2.7	
EA-95 Tabla 3.2.7	
EA-95 Art. 3.2.7	

	Estructuras III (Arquitectura 5º curso)	Pág. 22 de 22
	Resolución parcial diciembre	Dic. 2011
Referencias	Resolución	

Comprobación combinación momento máximo:

Los esfuerzos que actúan sobre el pilar son:

$$N_{2d} = 440,6kN$$

$$M_{1d} = \frac{h}{2} 350,2kN = \frac{160mm}{2} 350,2kN = 28kN \cdot m$$

Comprobamos:

EA-95
Art. 3.2.7

$$f_{yd} \geq \omega \frac{N_d}{A} + \frac{M_d}{W_x} = 1,35 \frac{440,6kN}{54,3 \cdot 10^{-4} m^2} + \frac{28,0kNm}{311 \cdot 10^{-6}} = 200MPa < 262MPa$$

CUMPLE CON UN HEB 160