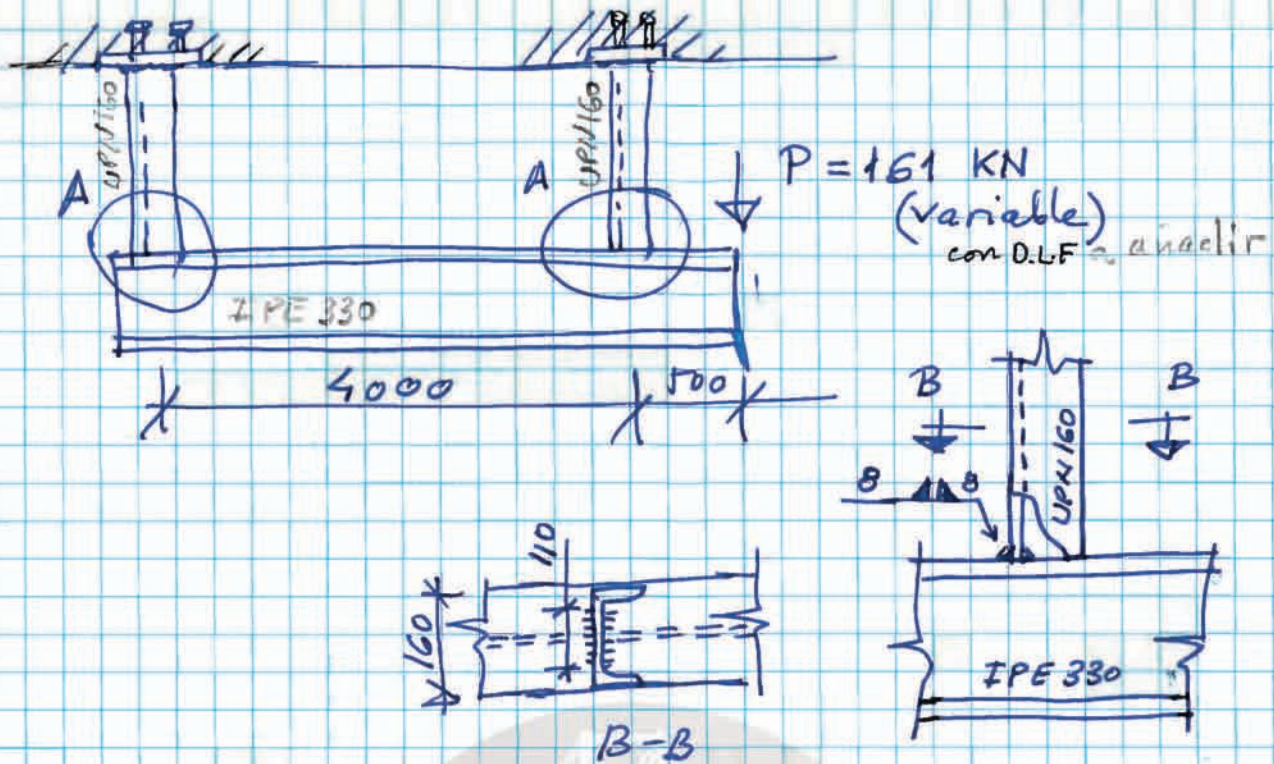


ESTRUCTURAS METÁLICAS II

<http://www.construaprende.com/>



El croquis de la figura representa una viga IPE 330 soportada por dos UPN 160 todos de acero S355JO soldados por una fracción de alma de 110 con dos cordones en ángulo de 8 mm de garganta.

La carga variable actúa en el extremo. Su valor característico es de 161 kN. La amplificación dinámica supone un DLF = 1.80 que hay que incluir.

- ① Comprobar la peor sección.
- ② Comprobar la estabilidad de la viga. Está arriostrada lateralmente en apoyos y extremo donde actúa la carga.
- ③ Comprobar la peor unión.
- ④ Comprobar el estado límite de fatiga, variando P entre el valor indicado y cero en 120 ciclos. Se suponen daños leves (elemento no crítico) y adecuado mantenimiento.

Se prescinde del peso propio.

Se utiliza $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1.00$

<http://www.construaprende.com/>

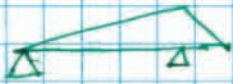
① La carga para ELU vale

$$P = 1.50 \cdot 1.80 \cdot 161 \approx 435 \text{ kN}$$

La peor acción es claramente el menor apoyo a la derecha

$$V_{ed} = 435 \text{ kN}$$

$$M_{ed} = 435 \cdot 5.00 = 217.5 \text{ m kN}$$



La sección IPE ~~360~~ (S 355) es de clase 1 (as $\gamma_{M0} = 1.00$)
resistencia ≈ 330

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y = 804.3 \cdot 10^3 \cdot 355 \cdot 10^{-6} = 285.5 \text{ m kN}$$

$$V_{pl,Rd} = A_{vT} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 30.81 \cdot \frac{355}{\sqrt{3}} = 631.48 \text{ kN}$$

Estos valores superan a los esfuerzos pero hay que comprobar la interacción corte-flecha

$$\rho = \left(\frac{2 V_{ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 = \left(\frac{2 \cdot 435}{631.48} - 1 \right)^2 = 0.14266$$

La capacidad a flexión es

$$M_{c,Rd} = (1 - \rho) M_{pl,Rd} = (1 - 0.14266) \cdot 285.5 = 244.7$$

$> M_{ed} = 217.5$
vale

② La fracción entre puntos arriostrados más desfavorable en la central $l = 4.00$ metros.

El factor k_c de distribución de flechas es

$$k_c = \frac{1}{1.33} = 0.7518 \quad C_1 = \frac{1}{k_c^2} = 1.7689$$

El momento crítico de pandeo lateral es

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi}{l} \sqrt{E I_z G I_t} \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{l} \right)^2 \frac{E I_w}{G I_t}}$$

dando $I_z = 788.1 \text{ cm}^4$ $I_t = 28.15 \text{ cm}^4$ $I_w = 199100 \text{ cm}^6$
resulta $M_{cr} = 331.5 \text{ m kN}$

Por lo tanto

$$\chi_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{285.5}{331.5}} = 0.928$$

Entonces aplicamos curva C $\alpha = 0.49$ ($h/t > 2$)

con $\lambda_{LT0} = 0.40$ $\beta = 0.75$

$$\phi_{LT} = 0.50 \left[1 + 0.49 \left[0.928 - 0.40 \right] + 0.75 \cdot 0.928^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0.952$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.952 + \sqrt{0.952^2 - 0.75 \cdot 0.928^2}} = 0.683$$

Además se puede usar el refinamiento de Euler

$$F = 1 - 0.5(1 - k_c) \left[1 - 2(\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2 \right]$$

$$= 1 - 0.5 \left(1 - \frac{1}{1.33} \right) \left[1 - 2(0.928 - 0.8)^2 \right]$$

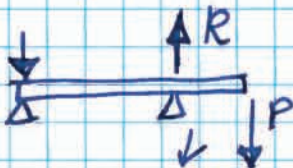
$$= 0.88$$

Entonces $\chi_{LTmod} = \frac{\chi_{LT}}{0.88} = 0.776$

Por lo tanto $M_{b.Rd} = \chi_{LTmod} W_{pl} \cdot f_y$
 $= 0.776 \cdot 285.5 = 221.5 \text{ mKN}$

Supera a $M_{Ed} = 217.5$ vale (por poco)

③ Los apoyos son articulados la reacción mayor se produce en el del la izquierda

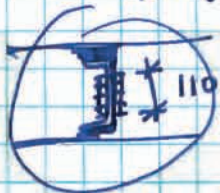


$$R = \frac{4.5}{4} \cdot P = \frac{4.5}{4} \cdot 435 = 489.375 \text{ kN}$$

las placas abatidas tienen un área

$$A = 2 \cdot 110 \cdot 8 = 1760 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{R}{A} = \frac{489375}{1760} = 278 \text{ N/mm}^2 \quad t_1 = 0 \quad t_2 = 0$$



está en el plano de gárgate

$$\sigma_1 = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot 278 \quad \sigma_2 = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot 278 \quad \sigma_3 = 0$$

$$= 196.6 \text{ N/mm}^2 \quad = 196.6 \text{ N/mm}^2$$

Aplicando los Puntos $F_u = 490 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 0.80$
 $\sigma_1 = 196.6 < \frac{0.9 F_u}{\gamma = 1.25} = 352.8 \text{ N/mm}^2$ vale
 $\sqrt{\sigma_1 + 3(\tau_1^2 + \tau_2^2)} = 393 < \frac{F_u}{\beta \gamma = 1.25} = 435 \text{ N/mm}^2$ vale

- ④ El perfil con una soldadura transversal es un detalle de categoría 80 (tabla 42.6.d)



(expon < 50 mm)
 Clase.

La tensión en esa fibra de la resaca de apoyo vale quitando la corrección ~~60 MPa~~ (no el DLF que sigue influyendo)

$P = 161 \cdot 1.80 = 289.8 \text{ kN}$

Carga por la que se calcula la resistencia es

el momento vale $M = 289.8 \cdot 500 = 144.9 \text{ m kN}$

la tensión máxima es $\sigma = \frac{M}{W_{elx}} = \frac{144.9 \cdot 10^6}{713 \cdot 10^3} = 203.22 \text{ N/mm}^2$

La curva coincide con la de valor $(0 \rightarrow \sigma_{max})$

Entonces $\Delta \sigma_c^3 \cdot 2 \cdot 10^6 = \Delta \sigma_{max}^3 \cdot n$
 $80^3 \cdot 2 \cdot 10^6 = 203.32^3 \cdot n$

resulta $n = 122000$ ciclos

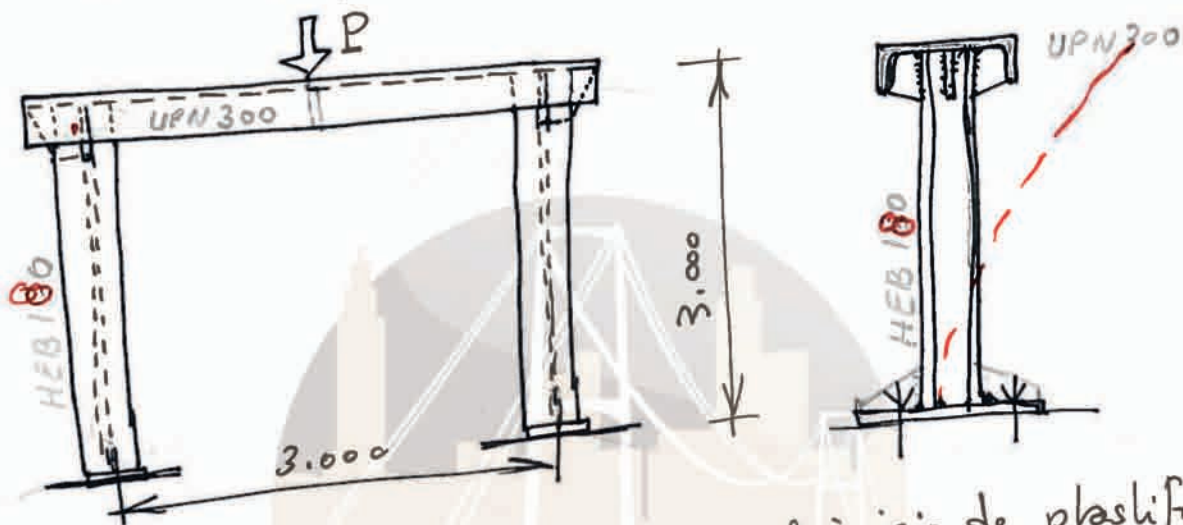
Por lo tanto en caso de cargas leves (elemento no crítico) con buen mantenimiento $\gamma_{MF} = 1.00$ y se resista a partir bien de la carga de fatiga de 120000 ciclos.

ESTRUCTURAS METÁLICAS II

La estructura de la figura está formada por un dintel UPN300 y pilares HEB180, de acero S235JR. Se prescinde del peso propio. Se usará $\gamma_{M_0} = \gamma_{M_1} = 1.00$.

La carga está centrada en el dintel.

Los únicos puntos con desplazamiento impedido en el sentido perpendicular al plano son las bases.



- ① Determinar la carga P que produce el inicio de plastificación del dintel.
- ② Determinar la carga P que agota el dintel.
- ③ Con el valor del apartado ② comprobar el pilar.
- ④ Si se disponen cruces de San Andrés calcular la carga de agotamiento del pilar y si ha lugar reconsiderar la obtenida en el apartado ②.

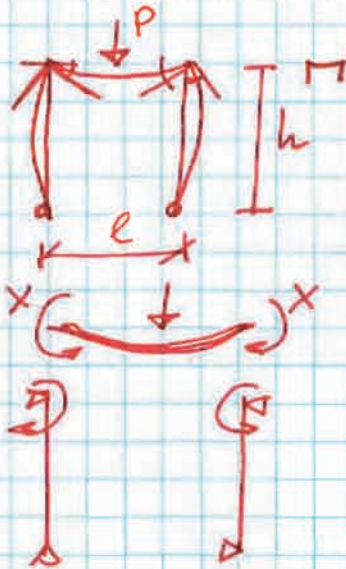


El dimensionado de las diagonales no es objeto de examen.
Se supone que todas las uniones están bien dimensionadas.

- ① La carga que produce el inicio de plastificación es a partir de la que se pierde la linealidad carga-deformación-esfuerzos.

Es imprescindible calcular el pórtico.

Como la estructura es simétrica es trivial resolverla



Iguando el giro del hombro

giro pilar = giro de dintel

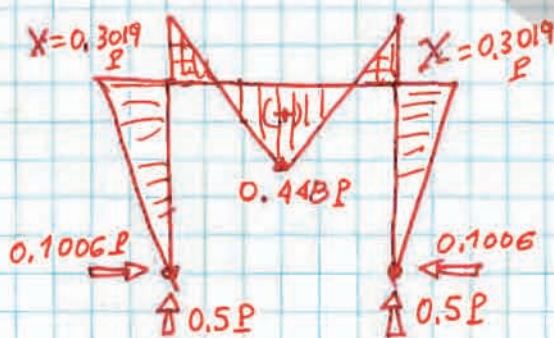
$$\frac{Xh}{3EI_p} = \frac{Pl}{16EI_d} - \frac{Xl}{2EI_d}$$

Los nudos no se desplazan (para calcular esfuerzos). Es obvio que aquí las bases están articuladas en el plano operando resulta: (al ser $l=h$)

$$X = \frac{Pl/16I_d}{\left(\frac{1}{3I_p} + \frac{1}{2I_d}\right)} = \frac{3Pl}{8(2k+3)}$$

siendo $k = \frac{I_d}{I_{pilar}} = \frac{495}{1363} = 0.36316$

Los esfuerzos en función de P son -----



$$X = 0.3019 P \quad (P \text{ en kN, } X \text{ en m kN})$$

$$M_{\text{centro}} = \frac{Pl}{4} - X = 0.448 P$$

$$H = \frac{X}{h} = 0.1006 P$$

$$V = P/2 = 0.50 P$$

La peor sección es la correspondiente al centro:



fibra superior
(compresión)

fibra inferior
(tracción)

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{A}$$

$$\sigma = \frac{0.1006 P \cdot 10^3}{5880} + \frac{0.448 P \cdot 10^6}{4950000} \cdot 27 = 2.4607 P$$

$$\sigma = -\frac{0.1006 P \cdot 10^3}{5880} + \frac{0.448 P \cdot 10^6}{4950000} \cdot 73 = 6.5897 P$$

Iguando la tensión máxima al límite elástico se obtiene
($F_y = \sigma = 235 \text{ N/mm}^2$) $P = 35,661 \text{ kN}$

Este valor no está afectado por abolladura (sección clase 1) ni tampoco influye el cortante ya que en esa fibra no hay tensión tangencial (extremo libre de sección).

- ② Para determinar la carga que agota el dintel hay que tener en cuenta el pandeo y la interacción axil-flector. El dintel fuera del plano no tiene posibilidad de pandeo lateral por flexión torsión ya que $I_y \gg I_z$. (Antes plástica en su plano que pandea en el otro).

En el plano del pórtico conservadoramente se tiene $\lambda = \frac{h}{i_z} = \frac{3000}{29} = 103,44 \rightarrow \downarrow \leftarrow$
 siendo $\lambda_E = \pi \sqrt{E/F_y} = 13,71$ $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_E} = 1,101$

aplicando la curva de pandeo C ($\alpha = 0,49$) $\phi = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$
 resulta $\alpha = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,483$ $= 1,327$

La carga crítica de Euler en el plano vale:

$$N_{crE} = \frac{\pi^2 E I_z}{l^2} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot 495 \cdot 10^4}{3000^2} = 10^{-3} = 1139,9 \text{ kN}$$

El agotamiento del dintel se produce cuando

$$\frac{N_{Ed}}{\alpha A F_y / \gamma_{M_1}} + \frac{C_m M_{Ed}}{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crE}}\right) W_{pl} F_y / \gamma_{M_1}} = 1$$

Aquí se tiene $M_{Ed} = 0,448 P$ y $C_m = 1$ ya que el máximo flector es en el centro de ese dintel.

Sustituyendo valores:

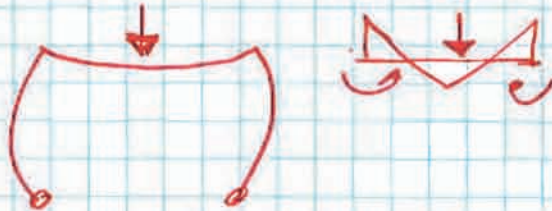
$$\frac{0,1006 P \cdot 10^3}{0,483 \cdot 5880 \cdot 235} + \frac{0,448 \cdot P \cdot 10^6}{\left(1 - \frac{0,1006 \cdot P \cdot 10^3}{1139,9 \cdot 10^3}\right) 130 \cdot 10^3 \cdot 235} \leq 1$$

operando se obtiene 67,1 kN

Adviértase que no puede aplicarse el espuena típico de plasticidad  ya que los

nudos externos están sobre pilares traslacionales

Sería una casualidad (o sea improbable) que estos pilares tuviesen siempre la curvatura hacia afuera para ofrecer su rigidez de nudo aportando su momento plástico



Lo peor (y en lo tanto posible) es que pandeen hacia el mismo lado, deshaciendo el esquema de mecanismo plástico con tres rotulas.

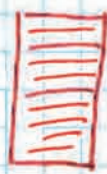


Por eso las normas (Todas) prohíben el uso de plasticidad en pórticos traslacionales.

- ③ Comprobar el pilar con $P = 67.1$ kg equivale a confirmar que esa es la carga de agotamiento también del diintel ya que si resultase inferior fallaría antes el pilar.

Aquí hay que utilizar el anejo de EAE (o cualquier otro acreditado) para obtener la longitud de pandeo. Para $P = 67.1$ en el pilar se tiene:

$$M_{sup}^{Ed} = 20.257 \text{ mKN}$$



$$N_{Ed} = 33.55 \text{ kN}$$

En nudo superior
al ser $h = l$

$$\eta_1 = \frac{k_c}{k_c + k_1} = \frac{1363}{1363 + 495} = 0.733$$

En nudo inferior

$$\eta = 1 \text{ (articulado)}$$

Aplicando la fórmula

<http://www.construaprende.com/>

$$\beta = I_{cr}/I = \sqrt{\frac{1 + 0.2(\eta_1 + \eta_2) - 0.12\eta_1\eta_2}{1 - 0.80(\eta_1 + \eta_2) + 0.60\eta_1\eta_2}} = 3.254 \gg 2$$

(lo cual es lógico dado que el dintel es bastante menos rígido que el soporte)

La esbeltez en este plano es mucho mayor que en el perpendicular (donde $\beta = 2$ y el radio de giro es mayor)

Ahora
para HEB160 $\lambda = \frac{3.254 \cdot 3000}{45.7} = 213.6$

$$\bar{\lambda} = \lambda/\lambda_E = 2.274 \quad \text{curva } c \quad \phi = 3.594 \rightarrow \chi = 0.1568$$

$$N_{bRd} = \chi A F_t / \gamma_{M_1} = 0.1568 \cdot 6525 \cdot 335 \cdot 10^{-3} = 240.4 \text{ kN}$$

La carga de Euler es:

$$N_{crE} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot 1363 \cdot 10^4}{(3.254 \cdot 3000)^2} \cdot 10^{-3} = 296.4 \text{ kN}$$

Aquí tampoco hay posibilidad de pandeo lateral (la flexión es $\perp$ al eje débil) y la sección es de clase 1

$$M_{bRd} = W_{pl} f_y / \gamma_{M_0} = 2310^3 \cdot 235 \cdot 10^{-6} = 54.285 \text{ m kN}$$

sustituyendo en la fórmula (aquí $C_{m1} = 1$ por ser traslacional)

$$\frac{N_{ed}}{N_{bRd}} + \frac{C_{m1} M_{ed}}{\left(1 - \frac{N_{ed}}{N_{crE}}\right) W_{pl} f_y} \leq 1$$

$$\frac{33.55}{240.4} + \frac{20.257}{\left(1 - \frac{33.55}{296.4}\right) 54.285} = 0.56 < 1$$

- ④ Al arriostrar disponiendo diagonales los pilares pasan a tener mucha menos esbeltez en el plano



Conservadoramente $\lambda_z = \frac{3000}{i_z} = \frac{3000}{45.7} = 65.64$

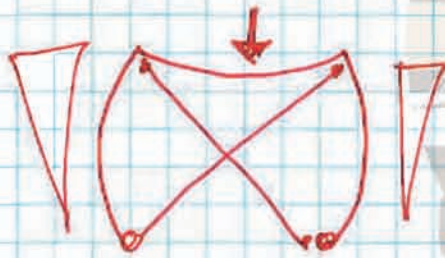
En el otro plano $\lambda_y = \frac{2 \cdot 3000}{i_y} = \frac{6000}{76.6} = 78.32$

Por lo tanto ahora el pilar se calculará con esa última esbeltez

$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_E = 0.833 \rightarrow \phi = 0.9555 \rightarrow \chi = 0.703$

$N_{brd} = \chi A f_y = 1078 \text{ kN}$
Además en el plano $N_{Ecr} = \frac{\pi^2 E \cdot 1363 \cdot 10^4 \cdot 10^3}{3000^2} = 3138 \text{ kN}$

Ahora si que el pandeo de pilares se produce sin desplazamiento de nudos y es hacia afuera



la carga P de agotamiento del pilar es tal que:

$$\frac{0.50 P}{1078} + \frac{0.60 P \cdot 3138 P}{\left(1 - \frac{0.50 P}{3138}\right) 54.28} \leq 1$$

operando se alcanza $P = 1148 \text{ kN}$.

Ahora si que se garantiza el comportamiento plástico del dintel

Con todo al estar sometido a axil hay que proceder por tanteos

Si no hubiese axil y al resistir en ese nudo de hombro más el pilar que el dintel ----

$M_{pl dintel} = W_{pl} f_y = 130 \cdot 10^3 \cdot 235 \cdot 10^{-6} = 30.55 \text{ m kN}$

$P = 8 M_{pl} / L = 8 \cdot 30.55 / 3 = 81.46 \text{ m kN}$

Este es un dintel superior.

