

ANEXO 3

COMPROBACIONES MANUALES

INDICE

1. Traslacionalidad / Intraslacionalidad	3
2. Comprobación de Perfiles	3
2.1 Resistencia	3
2.2 Pandeo	4
2.3 Pandeo Lateral	5
3. Deformaciones	6
3.1 Verticales	6
3.1.1 Apariencia	6
3.1.2 Integridad Estructural	7
3.2 Horizontales	7
3.2.1 Apariencia	7
3.2.2 Integridad Estructural	8
4. Arriostramientos	8

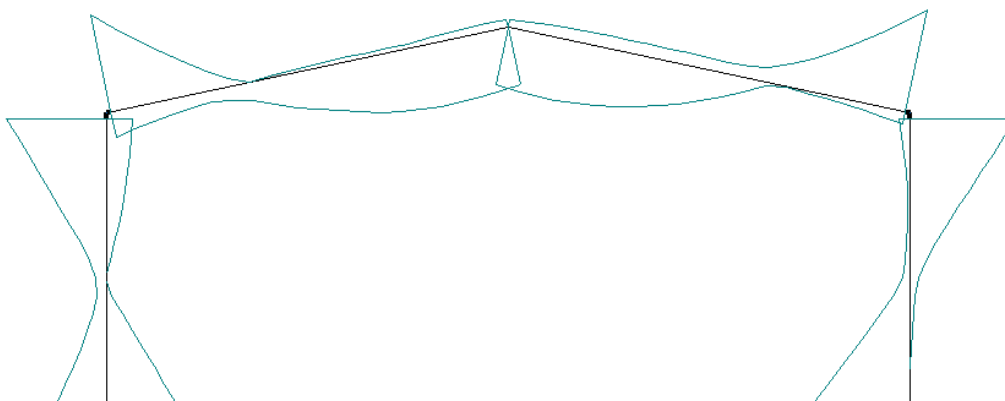
1. Traslacionalidad / Intraslacionalidad

Una vez obtenidas las envolventes de solicitaciones en barras y los desplazamientos en los nudos lo primero es definir la tipología de la estructura diseñada. Para ello nos hemos generado una hoja de cálculo, en la que introduciendo los axiles en las barras y los cortantes en la cabeza de los pilares de las combinaciones más significativas tenemos. Estos cálculos están definidos en el las páginas del Anexo 5: Traslacionalidad del edificio.

Analizando estos datos, los cálculos concluyen que la estructura es traslacional y necesitaría cálculo en 2º orden, pero observando los desplazamientos estos son menores de 1 cm en todas las hipótesis y combinaciones por lo que el desplome del edificio es prácticamente despreciable. Prescindiremos del cálculo en 2º orden pues los resultados no obtenidos no arrojarán demasiado error en comparación con la realidad.

2. Comprobación de Perfiles

Realizaremos este cálculo sobre el pórtico 5 de la estructura, ya que posee el Flector mayor, lo que nos puede generar la mayor tensión a priori.



2.1 Resistencia

Calcularemos Resistencia en los puntos del dintel de mayor flector, tanto positivo como negativo.

Flector Positivo mayor flector (unión Dintel-Pilar)

$$N = -80,541 \text{ KN}$$

$$V_y = 0 \text{ KN}$$

$$V_z = -84,966 \text{ KN}$$

$$M_y = -348,44 \text{ m} \cdot \text{KN}$$

$$M_z = 0 \text{ m} \cdot \text{KN}$$

Las tensiones generadas por estas solicitaciones son

$$\sigma_N = 8,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_V = 23,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_M = 232,3 \text{ MPa}$$

Estos valores deben combinarse según se den en el perfil, el punto más desfavorable en este caso se da los extremos superior e inferior del perfil, donde actúan las 2 tensiones normales, sumando sus valores $240,45 \text{ MPa} < 275 / 1,05 = 262 \text{ MPa}$

En este punto el perfil sería correcto en cálculo elástico. Si este punto aguanta el perfil es correcto en toda su longitud pues las solicitaciones en cualquier otro punto son menores.

2.2 Pandeo

$$N_{ed} = 98,823 \text{ KN}$$

$$M_{y,min} = -348,44 \text{ m} \cdot \text{KN}$$

$$M_{y,max} = 312,94 \text{ m} \cdot \text{KN}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

El coeficiente χ depende de varios factores como la esbeltez, los coeficientes de empotramiento superior e inferior del pilar...

$$\left. \begin{aligned} \eta_{sup} &= \frac{\frac{I_p}{h_p}}{\frac{I_p}{h_p} + \frac{I_v}{L_v} \cdot 0,5} = \frac{\frac{25170}{956}}{\frac{25170}{956} + \frac{33740}{2657} \cdot 0,5} = 0,8057 \\ \eta_{inf} &= 0 \end{aligned} \right\} \rightarrow \beta = \frac{1 + 0,145 \cdot 0,8057}{2 - 0,364 \cdot 0,8057} = 0,654$$

$$\lambda = \frac{\beta \cdot l}{i} = \frac{0,654 \cdot 956}{12,99} = 48,16$$

$$\alpha = 0,555 \Rightarrow \chi = 0,84$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,84 \cdot 149,1 \cdot 10^2 \cdot 275}{1,05} = 3280,2 \text{ KN}$$

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd} = 489,5 \text{ mKN}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{l_k^2} \cdot E \cdot I = 13345,38 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{c_m}{1 - \frac{N_{ed}}{N_{cr}}} \cdot \frac{M_{ed}}{M_{c,Rd}}$$

$$c_m = 0,6 - 0,4 \cdot \frac{312,92}{348,44} = 0,24075$$

$$\frac{98,823}{3280,2} + \frac{0,24075}{1 - \frac{98,823}{13345,38}} \cdot \frac{312,94}{489,5} = 0,1852 < 1 \text{ OK}$$

El análisis a pandeo a resultado muy inferior a la unidad, lo que lleva a pensar que el perfil está sobredimensionado en cuanto a lo que pandeo se refiere, este es uno de los motivos de utilizar HEB para pilares, la gran sección nos hace conseguir un gran $N_{b,Rd}$.

2.3 Pandeo lateral

El pandeo lateral es un fenómeno que se tiene lugar en el ala comprimida, para esto tenemos que distinguir la zona de flector positivo, ala superior comprimida, y la de flector negativo, ala inferior comprimida.

Para el flector negativo la longitud de la barra es igual a la total del dintel, ya que no existe ningún elemento que arriestre esta zona, pero en cambio para el ala superior la longitud es igual a la distancia entre correas, ya que estas rigidizan el ala superior por lo que será necesario realizar 2 cálculos.

La condición necesario para que no se dé pandeo lateral es que el momento existente (M_{ed}) sea menor al momento de limite ($M_{b,Rd}$)

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\chi_{LT} \begin{cases} \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \\ \text{Curva de Pandeo 'b'}
$$M_{cr} = \sqrt{(M_{LTv})^2 + (M_{LTw})^2}$$

$$M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{k_\phi L_c} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 120,86 \text{ m} \cdot \text{KN}$$

$$\begin{cases} C_1 = 2,704 \\ k_\phi = 1 \\ L_c = 13,507 \text{ m} \\ I_T = 499,079 \cdot 10^3 \text{ mm}^4 \\ I_z = 435,5 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \end{cases}$$

$$M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{(k_\phi \cdot L_c)^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 78,22 \text{ m} \cdot \text{KN}$$

$$M_{cr} = 143,96 \text{ m} \cdot \text{KN}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,803$$

$$\chi_{LT} = 0,23$$

$$M_{b,Rd} = 102,525 \text{ m} \cdot \text{KN}$$$$

El perfil no aguanta el pandeo lateral en la zona de momentos negativos, próximos al encuentro con el pilar, y analizando el diagrama de flectores existe una zona de aproximadamente 2 m que supera este valor de 102,5 m·KN por lo que en las 2 primeras correas irán instalados unos tornapuntas para arristrar esta zona.

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\chi_{LT} \begin{cases} \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \\ \text{Curva de Pandeo 'b'}
$$M_{cr} = \sqrt{(M_{LTv})^2 + (M_{LTw})^2}$$

$$M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{k_\phi L_c} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 137,33 \text{ m} \cdot \text{KN}$$

$$\begin{cases} C_1 = 1 \\ k_\phi = 1 \\ L_c = 1,4 \text{ m} \\ I_T = 499,079 \cdot 10^3 \text{ mm}^4 \\ I_z = 435,5 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \end{cases}$$

$$M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{(k_\phi \cdot L_c)^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 2682 \text{ m} \cdot \text{KN}$$

$$M_{cr} = 2685 \cdot \text{KN}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,392$$

$$\chi_{LT} = 0,96$$

$$M_{b,Rd} = 445,76 \text{ m} \cdot \text{KN}$$$$

En la zona de momento positivo las correas son suficiente arriostramiento para evitar el pandeo lateral por lo que no será necesario ninguna solución alternativa.

3. Deformaciones

En el apartado de deformaciones nos basaremos en el CTE. Existen varias casos valorables, diferenciando entre deformaciones verticales y horizontales y dentro de estas, particularizando para naves industriales Apariencia de la Obra e Integridad estructural. Para definir las deformaciones tenemos en cuenta que las hipótesis no irán mayoradas, trabajaremos con deformaciones reales.

3.1 Deformaciones Verticales

Apariencia

Solo actúa la carga permanente y esta no puede ser superior de L (luz entre pilares) / 300

$L/300 = 88,567 \text{ mm}$, siendo la deformación vertical máxima de $17,033+38,244 = 55,277 \text{ mm}$.

En este apartado se cumple la norma.

Integridad de elementos

Para esto no tenemos en cuenta el peso de la cubierta, pues no tiene sentido ya que es el elemento que sufrirá esta deformación. La norma exige un límite de $L/300$ también en este caso.

Combinación	Deformación	
Q1+0,6·V1+0,5·N	-35,3843	CORRECTO
Q1+0,6·V2+0,5·N	-60,3257	CORRECTO
Q1+0,6·V3+0,5·N	-41,6387	CORRECTO
Q1+0,6·V4+0,5·N	-41,6387	CORRECTO
0,6·V1+N	2,5812	CORRECTO
0,6·V2+N	-22,3602	CORRECTO
0,6·V3+N	-3,6732	CORRECTO
0,6·V4+N	-3,6732	CORRECTO
V1+0,5·N	34,6995	CORRECTO
V2+0,5·N	-6,8695	CORRECTO
V3+0,5·N	24,2755	CORRECTO
V4+0,5·N	24,2755	CORRECTO

En cuanto a deformaciones verticales, nuestro edificio cumple la norma.

3.2 Deformaciones Horizontales

Al igual que en las verticales tenemos dos restricciones, la apariencia y la integridad estructural, pero cambian los factores es igual a la altura del pilar entre 250 para Apariencia y 500 para integridad.

Apariencia

$H/250 = 36,72 \text{ mm}$ siendo el desplome en la cabeza de los pilares de 11,5 mm por lo que cumplimos la norma.

Integridad Estructural

$$H/500 = 18,36 \text{ mm}$$

Combinación	Deformación Pilar Izquierdo	Deformación Pilar Derecho	
Q1+0,6·V1+0,5·N	6,1936	20,8874	INADMISIBLE
Q1+0,6·V2+0,5·N	6,6238	31,6334	INADMISIBLE
Q1+0,6·V3+0,5·N	-8,6888	8,6888	CORRECTO
Q1+0,6·V4+0,5·N	-8,6888	8,6888	CORRECTO
0,6·V1+N	29,2174	13,0104	CORRECTO
0,6·V2+N	29,9344	23,7564	INADMISIBLE
0,6·V3+N	4,4134	0,8118	CORRECTO
0,6·V4+N	4,4134	0,8118	CORRECTO
V1+0,5·N	10,8245	15,377	CORRECTO
V2+0,5·N	11,183	33,287	INADMISIBLE
V3+0,5·N	-1,5775	-4,954	CORRECTO
V4+0,5·N	-1,5775	-4,954	CORRECTO

Esta restricción es difícil de verificar ya que es muy extrema. Al considerar el valor absoluto de la deformación es muy pequeño el error por lo que aceptamos esta deformación.

4. Arriostramiento

Para soportar la carga horizontal utilizaremos Cruces de San Andrés para contrarrestar el empuje del viento en la cabeza de los pilares. Para ellos hemos colocado elementos en los 2 extremos de la nave tal como se muestra en los planos.

Comprobaremos si con estos elementos es suficiente.

$$\text{Axil} = 98,578 \text{ KN}$$

$$\text{Momento} = 339,62 \text{ m} \cdot \text{KN}$$

$$W_o = \left(\sqrt{0,2 + \frac{1}{n_r}} \right) \cdot \frac{L}{500} < 60 \text{ mm}$$

$$W_o = \left(\sqrt{0,2 + \frac{1}{9,5}} \right) \cdot \frac{26578}{500} = 29,369 < 60 \text{ mm}$$

$$N_d = 98,578 + \frac{339,62}{0,45} = 853,289 \text{ KN}$$

$$q_1 = \sum N_d \cdot 8 \cdot \frac{W_o}{L^2} = 2,699 \text{ KN/m}$$

Obtenida esta carga introducimos en el dintel del muro piñón, repartiendo esta entre los nudos. El programa informático nos devolverá un desplazamiento en la unión de los dinteles que utilizamos de la siguiente manera.

$$q_2 = \sum N_d \cdot 8 \cdot \frac{W_o \cdot \delta_{q1}}{L^2} = 3,789 \text{ KN/m}$$

Esta nueva carga la reemplazamos por la anterior y con la nueva deformación rehacemos este cálculo.

$$q_3 = \sum N_d \cdot 8 \cdot \frac{W_o \cdot \delta_{q2}}{L^2} = 3,912 \text{ KN/m}$$

Al utilizar esta carga ya damos por concluido el proceso iterativo pues la variación ya es despreciable. En este punto en cambio consultamos la tensión en la diagonal del recuadro (tirante de la Cruz de San Andrés).

$$\sigma = 38,063$$

$$\sigma = f_y/A$$

$$\sigma = \frac{f_y}{A} \rightarrow A = \frac{275}{1,05 \cdot 38,063} = 6,88 \text{ mm}^2 \rightarrow d \geq 13 \text{ mm}$$

Necesitamos un redondo igual o mayor de 13 mm, en nuestro planteamiento utilizamos uno de 20 mm, con lo que los damos por bueno, tanto el redondo como la solución de arriostramientos.