



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de "El Villar del Arzobispo" (Valencia). Sala de prensas.

Documento nº2: Anejo de cálculo

Trabajo final de grado

Titulación: Grado en Ingeniería de Obras Públicas

Curso: 2015/16

Autor: Alejandro Tormos Riera

Tutor: Juan Navarro Gregori

Valencia, septiembre de 2016

Índice del anejo de cálculo

| | |
|--|----|
| 1. GEOMETRÍA DE LA NAVE..... | 3 |
| 2. MATERIALES PROPUESTOS Y JUSTIFICACIÓN | 4 |
| 2.1. HORMIGÓN..... | 4 |
| 2.2. ACERO PASIVO..... | 4 |
| 2.3. ACERO ACTIVO..... | 4 |
| 3. EVALUACIÓN DE ACCIONES..... | 5 |
| 3.1. CARGAS PERMANENTES..... | 5 |
| 3.2. CARGAS VARIABLES..... | 8 |
| 3.2.1. Sobrecarga de uso:..... | 8 |
| 3.2.2. Viento | 9 |
| 3.2.3 Nieve..... | 16 |
| 4. ACELERACIÓN SÍSMICA | 19 |
| 4.1 Clasificación de las construcciones | 19 |
| 4.2. Criterios de aplicación de la Norma..... | 20 |
| 5. SEPARACIÓN DE LAS CORREAS DE CUBIERTA..... | 21 |
| 5.1 Estados límite..... | 21 |
| 5.2 Combinaciones de acciones..... | 21 |
| 5.3 Verificación de Estado Límite de Servicio (ELS)..... | 24 |
| 5.4 Verificación de Estado Límite Último (ELU)..... | 27 |
| 6. COMPROBACIÓN DE LAS VIGAS DELTA..... | 31 |
| 6.1 Verificación del Estado Límite Último (ELU) | 31 |
| 6.2 Momento de cálculo (Md) | 31 |
| 6.3 Cortante de cálculo (Vd) | 36 |
| 7. DIMENSIONAMIENTO DE LAS VIGAS PIÑÓN..... | 39 |
| 7.1 Cargas actuantes | 39 |
| 7.1.1 Cargas permanentes | 39 |
| 7.1.2 Cargas variables..... | 39 |
| 7.2 Estado Límite Último (ELU) | 43 |
| 7.2.1 Momento último de agotamiento (Mu)..... | 43 |
| 7.2.2 Cortante último de agotamiento (Vu)..... | 44 |
| 7.3 Dimensionamiento de la viga piñón | 45 |
| 7.3.1 Dimensionamiento a cortante | 46 |
| 7.3.2 Dimensionamiento a flexión..... | 48 |
| 8. ACCIÓN DE VIENTO EN LOS PILARES..... | 51 |
| 9. DIMENSIONADO DE PILARES..... | 63 |

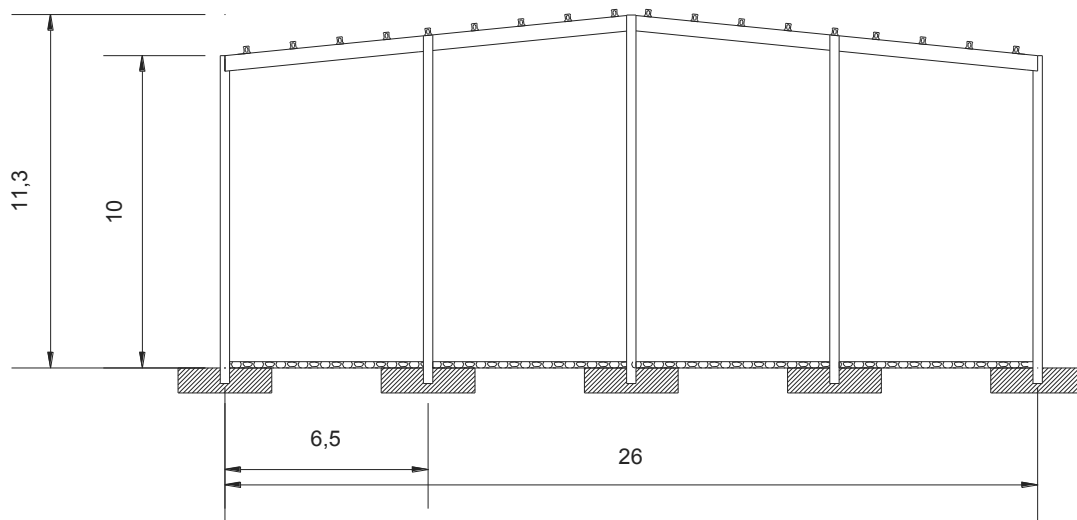
***Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del
Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.***

| | |
|---------------------------|-----|
| 10. CIMENTACIÓN | 90 |
| 10.1 Zapatas | 91 |
| 10.2 Vigas de atado | 102 |

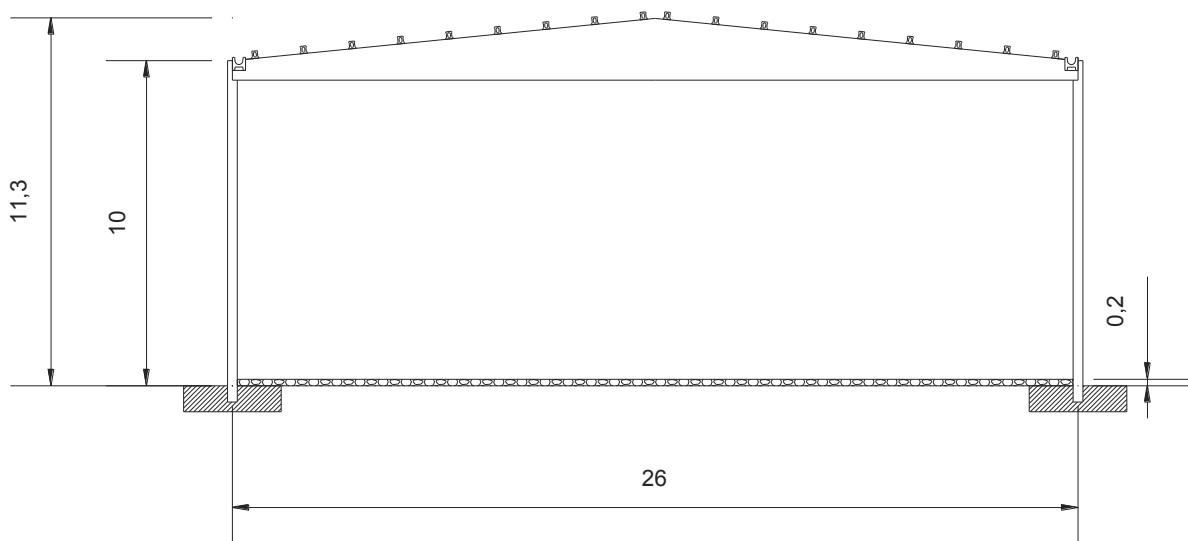
1.GEOMETRÍA DE LA NAVE

La nave se compondrá de 7 pórticos a dos aguas con una pendiente del 10% separados 10 metros entre sí.

Los pórticos extremos o pórticos piñón se compondrán de 5 pilares separados 6,5 metros:



Los otros 5 pórticos intermedios se compondrán de 2 pilares separados 26 metros y una viga delta de la misma longitud:



2. MATERIALES PROPUESTOS Y JUSTIFICACIÓN

2.1. HORMIGÓN

1. VIGAS DELTA → HP-40/P/25/IIa
2. CORREAS → HP-45/P/12/IIa
3. CIMENTACIÓN → HA-25/B/20/IIa
4. PILARES → HA-30/B/15/IIa

Dado que se trata de una estructura exterior a más de 5km de la línea de costa, sometida a la acción del agua de lluvia sin protección, se corresponde con un ambiente de exposición IIa.

| Tabla | | | | | | | | | | | | | | 37.3.2.b |
|--|------------------|---------------------|-----|-----|------|------|------|----|----|----|----|----|----|----------|
| Resistencias mínimas compatibles con los requisitos de durabilidad | | | | | | | | | | | | | | |
| Parámetro de dosificación | Tipo de hormigón | CLASE DE EXPOSICIÓN | | | | | | | | | | | | |
| | | I | IIa | IIb | IIIa | IIIb | IIIc | IV | Qa | Qb | Qc | H | F | E |
| resistencia | masa | 20 | - | - | - | - | - | - | 30 | 30 | 35 | 30 | 30 | 30 |
| mínima | armado | 25 | 25 | 30 | 30 | 30 | 35 | 30 | 30 | 30 | 35 | 30 | 30 | 30 |
| (N/mm²) | pretensado | 25 | 25 | 30 | 30 | 35 | 35 | 35 | 30 | 35 | 35 | 30 | 30 | 30 |

Podemos observar que la resistencia mínima tanto como para hormigón armado como para hormigón pretensado es de 25 MPa para un ambiente de exposición IIa, por lo tanto nuestros elementos de hormigón cumplen todos con la norma al tener una resistencia igual o mayor a esta.

2.2. ACERO PASIVO

1. PILARES, VIGAS DELTA Y CIMENTACIÓN → B500SD

Vamos a utilizar el acero B500SD por ser el más utilizado actualmente por lo que no tendremos problemas de disponibilidad.

2.3. ACERO ACTIVO

1. VIGAS DELTA → Y- 1860 S7
2. CORREAS → Y- 1860 C

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

El acero activo empleado en las vigas delta es Y-1860 S7, cordones de 7 alambres con carga máxima unitaria de 1860 MPa. El límite elástico f_y estará comprendido entre el 0,88 y el 0,95 de la carga unitaria máxima $f_{m\acute{a}x}$.

El acero activo utilizado en las correas es Y-1860 C, alambre pretensado con carga máxima unitaria de 1860 MPa. El límite elástico f_y estará comprendido entre el 0,85 y el 0,95 de la carga unitaria máxima $f_{m\acute{a}x}$.

3. EVALUACIÓN DE ACCIONES

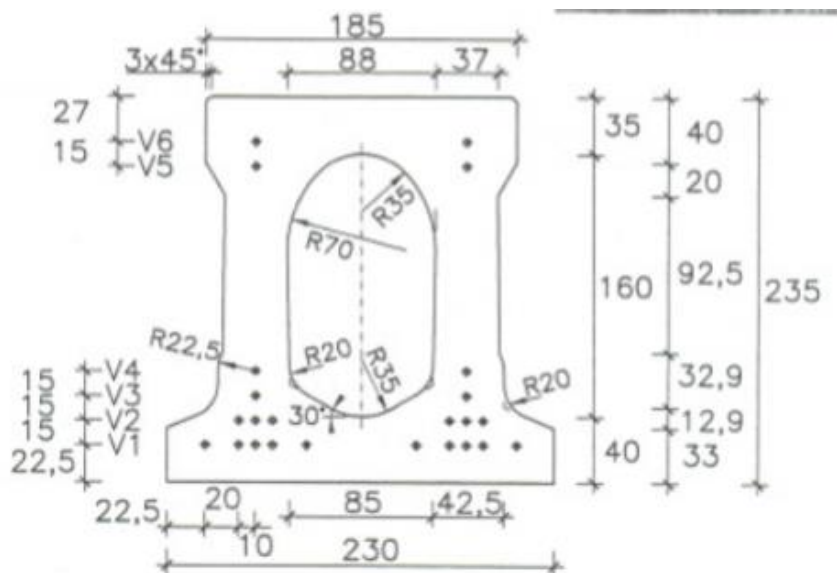
3.1. CARGAS PERMANENTES

-Correas

Correas Tub.23

Correas pretensadas biapoyadas sobre las vigas delta.

Peso = 0,72 kN/m



cotas en mm

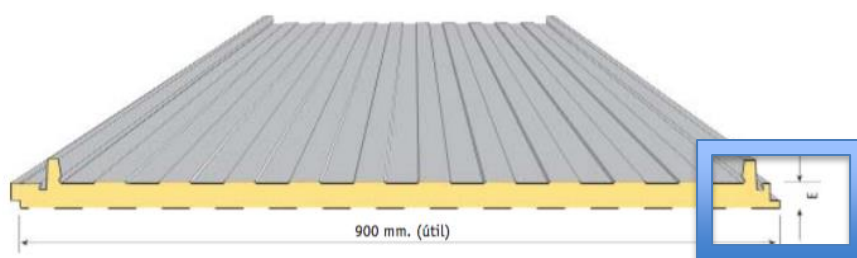
Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

-Cubierta

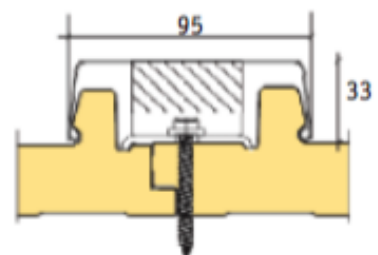
Cubierta Ondatherm 900C Peso = 0,13 kN/m²

Material aislante IBR – 80 mm Peso = 0,16 kN/m²

PESO TOTAL = 0,29 kN/m²



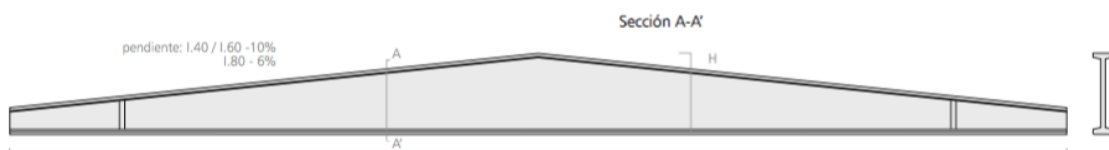
| MATERIAL BASE | | NORMATIVA |
|---------------------|-----------------------|------------|
| Espesor de acero | 0,6 (ext.)/ 0,4 (int) | EN 10143 |
| Tipo de protección | Galvanizado | EN 10346 |
| | Galvanizado-Prelacado | EN 10169 |
| Clasificación fuego | B s2 d0 bajo pedido | EN 13501-1 |
| Espesor panel | 30-200 mm | |
| Prelacado | Matiz colorissime | |



Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

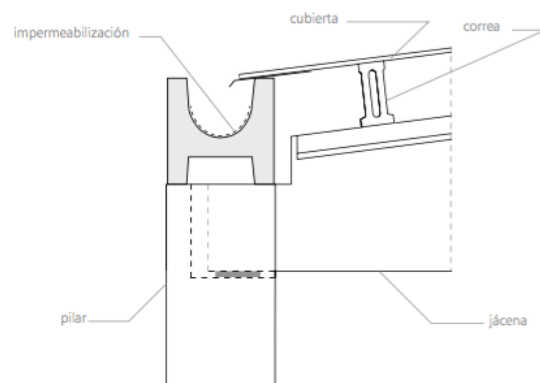
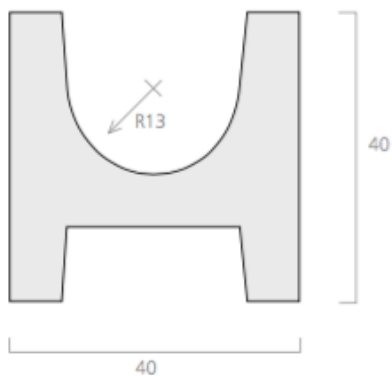
-Viga delta (Pórticos intermedios)

Viga delta tipo I.40 de canto variable entre 0,55 y 1,90 metros, 26 metros de luz y un peso aproximado de 123,1 kN.



-Canalón

Canalón riostra tipo H40-P
Peso= 2,1 kN/m



Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

-Viga piñón

Serán vigas de hormigón armado y sección rectangular dimensionadas en el apartado 7.3 de este mismo documento.

Su sección es de 25cm de ancho por 35cm de canto lo que nos provoca un peso propio por metro lineal de:

$$0,25 \times 0,35 = 0,085 \text{ m}^2 \quad \text{Para una densidad del hormigón de } 25 \text{ kN/m}^3$$

$$0,085 \times 25 = \mathbf{2,1 \text{ kN/m}}$$

3.2. CARGAS VARIABLES

3.2.1. Sobrecarga de uso:

Teniendo en cuenta que nuestra cubierta será no transitable, se tendrá que comprobar que sus elementos resistentes, es decir, las correas, resisten a la carga concentrada y uniforme independientemente la una de la otra.

Según el CTE (DB-SE-AE) Tabla 3.1. y teniendo en cuenta que la cubierta de la nave industrial será accesible únicamente para conservación, y que se trata de una cubierta ligera sobre correas (sin forjado) las sobrecargas de uso serán:

- 0.4Kn/m² para una carga uniforme.
- 1Kn para carga concentrada.

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

| Categoría de uso | | Subcategorías de uso | | Carga uniforme [kN/m ²] | Carga concentrada [kN] |
|------------------|--|----------------------|--|--|---------------------------|
| G | Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾ | G1 ⁽⁷⁾ | Cubiertas con inclinación inferior a 20° | 1 ^{(4) (6)} | 2 |
| | | | Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾ | 0,4 ⁽⁴⁾ | 1 |
| | | G2 | Cubiertas con inclinación superior a 40° | 0 | 2 |

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

3.2.2. Viento

La distribución y el valor de las presiones que ejerce el viento sobre un edificio y las fuerzas resultantes dependen de la forma y de las dimensiones de la construcción, de las características y de la permeabilidad de su superficie, así como de la ubicación de la obra y la dirección e intensidad del viento.

Para el cálculo del viento hemos seguido el CTE (DB-SE-AE) apartado 3.3 y siguientes.

$$Q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p$$

Q_e : Presión estática del viento

q_b : Presión dinámica del viento

C_e : Coeficiente de exposición

C_p : Coeficiente eólico o de presión

Presión dinámica del viento (q_b)

De forma simplificada puede adoptarse un valor de la presión dinámica en cualquier punto del territorio español de 0.5kN/m².

Pueden obtenerse valores más precisos con la siguiente expresión:

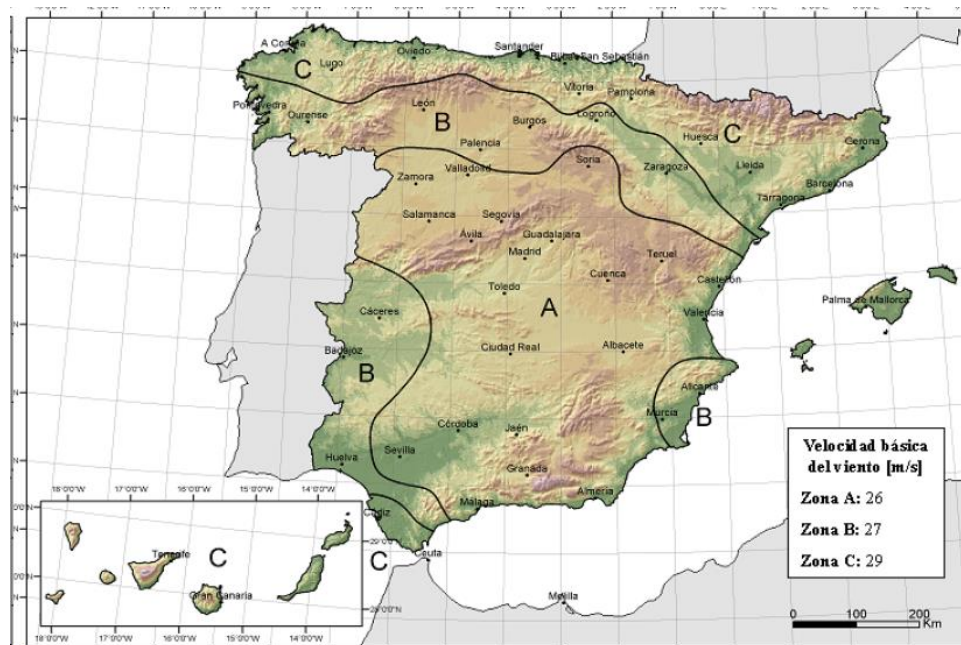
$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2 \text{ donde:}$$

δ : Densidad del aire.

v_b : valor básico de la velocidad del viento

A efectos de cálculo seguiremos los datos de la figura D1 del anejo D del CTE (DB-SE-AE) donde nuestra obra se encuentra en la zona A, a la cual le corresponde un valor de presión dinámica de **0.42 kN/m²**

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.



Coefficiente de exposición (C_e)

Según la tabla 3.4. del CTE (DB-SE-AE), teniendo en cuenta el punto más desfavorable de la cubierta, es decir, la cumbrera y la localización de la obra:

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición c_e

| Grado de aspereza del entorno | Altura del punto considerado (m) | | | | | | | |
|--|----------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | 3 | 6 | 9 | 12 | 15 | 18 | 24 | 30 |
| I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud | 2,4 | 2,7 | 3,0 | 3,1 | 3,3 | 3,4 | 3,5 | 3,7 |
| II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia | 2,1 | 2,5 | 2,7 | 2,9 | 3,0 | 3,1 | 3,3 | 3,5 |
| III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas | 1,6 | 2,0 | 2,3 | 2,5 | 2,6 | 2,7 | 2,9 | 3,1 |
| IV Zona urbana en general, industrial o forestal | 1,3 | 1,4 | 1,7 | 1,9 | 2,1 | 2,2 | 2,4 | 2,6 |
| V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura | 1,2 | 1,2 | 1,2 | 1,4 | 1,5 | 1,6 | 1,9 | 2,0 |

Cota de cumbrera = 11.3m

Localización de la obra = Zona industrial (IV)

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

Interpolando para 11.3m:

$$\frac{12-9}{1.9-1.7} = \frac{12-11.3}{1.9-C_e} \quad C_e = \underline{1.85}$$

Coeficiente eólico o de presión (C_p)

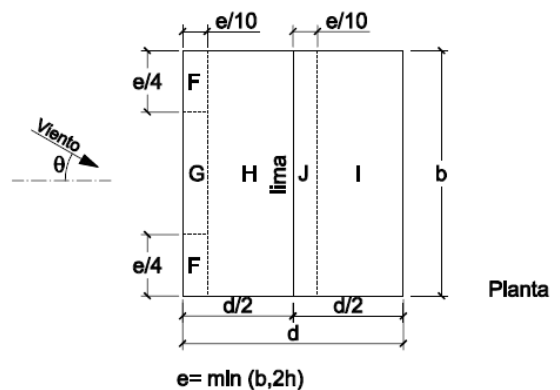
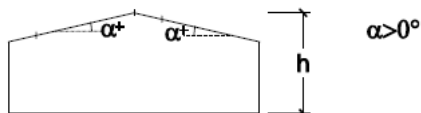
El coeficiente eólico o de presión depende de la dirección del viento, de la forma de la cubierta, de la posición del elemento considerado y de su área de influencia.

Su valor se establece para diversas formas simples de construcciones de cubierta, en las tablas del CTE (DB-SE-AE) anejo D apartado D3.

Un valor positivo del coeficiente eólico indica presión del viento, mientras que un valor negativo indica succión del viento.

En nuestro caso tenemos una única tipología de cubierta, a dos aguas y con una pendiente del 10%.

-Dirección del viento 1 ($-45^\circ < \alpha < 45^\circ$)



$$e = \min(60, 2 \cdot 11.3) \quad e = 22.6 \text{ m}$$

$$b = 60 \text{ m} / d = 26 \text{ m} / h = 11.3 \text{ m}$$

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

$$F = \frac{e}{10} * \frac{e}{4} = 12.77 > 10\text{m}^2$$

$$G = \frac{2e}{4} * \frac{e}{10} = 25.54 > 10\text{m}^2$$

$$H = I = \left(\frac{d}{2} - \frac{e}{10} \right) * b = 644.4 > 10\text{m}^2$$

$$j = \frac{e}{10} * b = 135.6 > 10\text{m}^2$$

| Pendiente de la cubierta α | A (m ²) | Zona (según figura) | | | | |
|-----------------------------------|---------------------|---------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | | F | G | H | I | J |
| 5° | ≥ 10 | -1,7 +0,0 | -1,2 +0,0 | -0,6 +0,0 | -0,6 | 0,2 -0,6 |
| | ≤ 1 | -2,5 +0,0 | -2 +0,0 | -1,2 +0,0 | -0,6 | 0,2 -0,6 |
| 15° | ≥ 10 | -0,9 0,2 | -0,8 0,2 | -0,3 0,2 | -0,4 +0,0 | -1 +0,0 |
| | ≤ 1 | -2 0,2 | -1,5 0,2 | -0,3 0,2 | -0,4 +0,0 | -1,5 +0,0 |

Debido a que nuestra pendiente es del 10% tenemos que interpolar valores entre las pendientes de 5 y 15 que nos da la tabla del CTE.

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

Una vez interpolados los valores y escogiendo siempre los de la fila de $\geq 10\text{m}^2$ obtenemos la tabla siguiente:

| | F | G | H | I | J |
|----|------|-----|-------|------|------|
| Cp | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,3 | 0,1 |
| Cs | -1,3 | -1 | -0,45 | -0,5 | -0,8 |

Multiplicando cada valor por C_e y q_b calculadas anteriormente obtendremos la presión estática del viento Q_e :

$$Q_{e_{\text{presión}}^F} = 0.07224 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{e_{\text{succión}}^F} = -0,93912 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{e_{\text{presión}}^G} = 0,07224 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{e_{\text{succión}}^G} = -0,7224 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{e_{\text{presión}}^H} = 0,07224 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{e_{\text{succión}}^H} = -0,32508 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{e_{\text{presión}}^I} = 0,21672 \text{ kN/m}^2$$

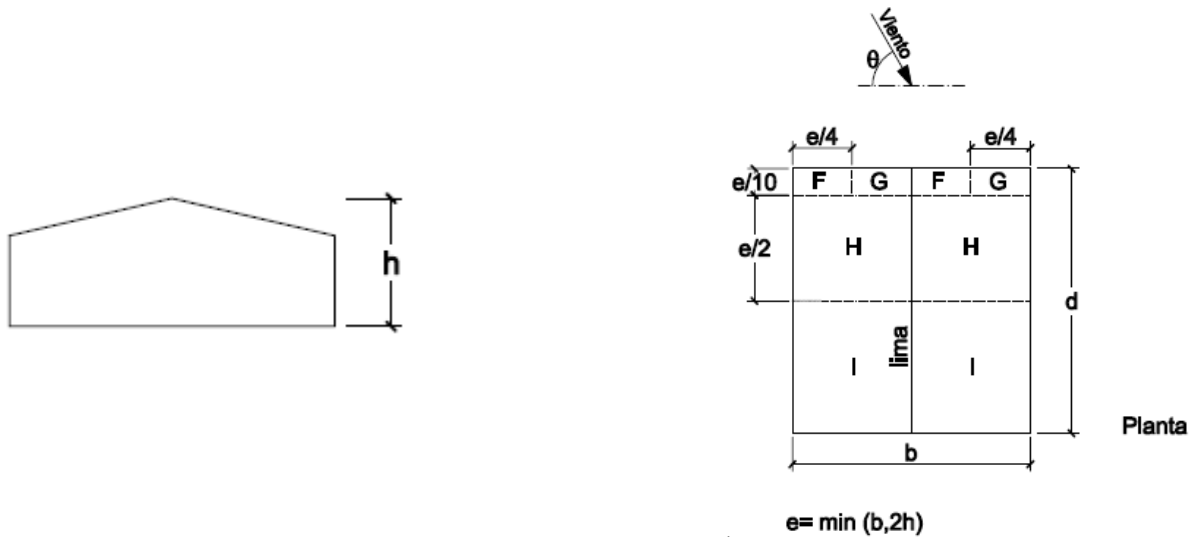
$$Q_{e_{\text{succión}}^I} = -0,3612 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{e_{\text{presión}}^J} = 0,07224 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{e_{\text{succión}}^J} = -0,57792 \text{ kN/m}^2$$

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

-Dirección del viento 2 (45<α<135)



$$e = \min(b, 2h) \quad e = 22.6\text{m}$$

$$b = 26\text{m} / d = 60\text{m} / h = 11.3$$

$$F = G = \frac{e}{10} * \frac{e}{4} = 12.77 > 10\text{m}^2$$

$$H = \left(\frac{d}{2} - \frac{e}{10}\right) * b = 721.2 > 10\text{m}^2$$

$$I = \frac{d}{2} * b = 780 > 10\text{m}^2$$

| Pendiente de la cubierta α | A (m²) | Zona (según figura), -45° ≤ θ ≤ 45° | | | |
|----------------------------|--------|-------------------------------------|------|------|------|
| | | F | G | H | I |
| 5° | ≥ 10 | -1,6 | -1,3 | -0,7 | -0,6 |
| | ≤ 1 | -2,2 | -2,0 | -1,2 | -0,6 |
| 15° | ≥ 10 | -1,3 | -1,3 | -0,6 | -0,5 |
| | ≤ 1 | -2,0 | -2,0 | -1,2 | -0,5 |

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

Al igual que en la dirección del viento 1, en este caso también hay que interpolar entre las pendientes 5 y 15, así como también escogemos los valores para la fila de $\geq 10\text{m}^2$ para obtener la siguiente tabla:

| | F | G | H | I |
|----|-------|------|-------|-------|
| Cp | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Cs | -1,45 | -1,3 | -0,65 | -0,55 |

Nuevamente, multiplicamos los valores de la tabla por q_b y C_e para obtener Q_e :

$$Q_{e_{\text{presión}}}^F = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{e_{\text{succión}}}^F = -1,04748 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{e_{\text{presión}}}^G = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{e_{\text{succión}}}^G = -0,93912 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{e_{\text{presión}}}^H = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{e_{\text{succión}}}^H = -0,46956 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{e_{\text{presión}}}^I = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{e_{\text{succión}}}^I = -0,39732 \text{ kN/m}^2$$

A continuación hacemos un cuadro resumen de las dos direcciones del viento:

| $Q_e = q_b * C_e * C_p \text{ (kN/m}^2\text{)}$ | | | | | | | | | |
|---|---|---------|----------|---------|----------|---|----------|----------|----------|
| | Dirección 1 ($-45^\circ < \alpha < 45^\circ$) | | | | | Dirección 2 ($45^\circ < \alpha < 135^\circ$) | | | |
| | F | G | H | I | J | F | G | H | I |
| Presión | 0,07224 | 0,07224 | 0,07224 | 0,21672 | 0,07224 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Succión | -0,93912 | -0,7224 | -0,32508 | -0,3612 | -0,57792 | -1,04748 | -0,93912 | -0,46956 | -0,39732 |

Como podemos observar el valor de viento a presión más elevado se da en la dirección 1 con $0,21672 \text{ kN/m}^2$ mientras que el valor más elevado (en valor absoluto) para el viento a succión se da en la dirección dos con $-1,04748 \text{ kN/m}^2$.

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

3.2.3 Nieve

La carga de nieve sobre la cubierta de un edificio depende del clima del lugar, del tipo de precipitación, del relieve del entorno, de la forma del edificio o de la cubierta, de los efectos del viento, y de los intercambios térmicos en los paramentos exteriores.

En el caso de cubiertas accesibles para personas o vehículos, deben considerarse las posibles acumulaciones debidas a redistribuciones artificiales de la nieve. Asimismo, deben tenerse en cuenta las condiciones constructivas particulares que faciliten la acumulación de nieve.

En el Documento Básico SE-AE Acciones en la edificación encontramos una simplificación para cubiertas planas de edificios en localidades de altitud inferior a 1000m, en la que se puede considerar una carga de nieve de 1,0kN/m².

En otros casos o en estructuras ligeras, los valores pueden obtenerse como se indica:

q_n = Valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal

$$q_n = \mu \cdot s_k$$

donde:

μ = Coeficiente de forma de la cubierta

s_k = Valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal

Cálculo de:

Coeficiente de forma de la cubierta (μ).

El viento puede acompañar o seguir a las nevadas, lo que origina un depósito irregular de la nieve sobre las cubiertas. Por ello, el espesor de la capa de nieve puede ser diferente en cada faldón.

Para la determinación del coeficiente de forma de cada uno de ellos, se aplicarán sucesivamente las siguientes reglas:

En el caso de un faldón limitado inferiormente por cornisas o limatesas, sin que haya impedimento al deslizamiento de la nieve, el factor de forma es:

- En cubiertas con inclinación $\leq 30^\circ$ tomaremos el valor 1,0
- En cubiertas con inclinación $\geq 60^\circ$ tomaremos el valor 0,0
- En cubiertas con valores intermedios de inclinación, interpolar linealmente dicho valor.
- En cubiertas con impedimento al deslizamiento de la nieve, tomaremos el valor 1, con independencia de la inclinación.
-

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

En la obra a realizar la cubierta tiene un ángulo de inclinación menor a 30° y suponiendo que no hay ningún elemento de contención que pueda producir la acumulación de nieve, es decir, que no existe ningún tipo de impedimento para el deslizamiento de la nieve el coeficiente de forma de la cubierta será:

$$\mu=1$$

Valor carga de nieve sobre terreno horizontal (s_k).

El valor de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal, s_k , en las capitales de provincia y ciudades autónomas se puede tomar de la tabla 3.8 del Documento Básico SE-AE Acciones en la edificación.

Sin embargo, teniendo en cuenta que, la localidad donde se realiza la obra, Villar del Arzobispo, no es capital de provincia, ni tampoco ciudad autónoma, obtendremos este valor del Anejo E del Documento Básico SE-AE Acciones en la edificación.

Dentro de dicho anejo, en la tabla E.2 del Documento Básico SE-AE Acciones en la edificación, obtenemos el valor de la carga de nieve sobre terreno horizontal otras localidades distintas de las capitales, en función de la altitud del emplazamiento o término municipal, y de la zona climática del mapa de la figura E.2.

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.



Tabla E.2 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal (kN/m²)

| Altitud (m) | Zona de clima invernal, (según figura E.2) | | | | | | |
|-------------|--|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| 0 | 0,3 | 0,4 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 |
| 200 | 0,5 | 0,5 | 0,2 | 0,2 | 0,3 | 0,2 | 0,2 |
| 400 | 0,6 | 0,6 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,2 | 0,2 |
| 500 | 0,7 | 0,7 | 0,3 | 0,4 | 0,4 | 0,3 | 0,2 |
| 600 | 0,9 | 0,9 | 0,3 | 0,5 | 0,5 | 0,4 | 0,2 |
| 700 | 1,0 | 1,0 | 0,4 | 0,6 | 0,6 | 0,5 | 0,2 |
| 800 | 1,2 | 1,1 | 0,5 | 0,8 | 0,7 | 0,7 | 0,2 |
| 900 | 1,4 | 1,3 | 0,6 | 1,0 | 0,8 | 0,9 | 0,2 |
| 1.000 | 1,7 | 1,5 | 0,7 | 1,2 | 0,9 | 1,2 | 0,2 |
| 1.200 | 2,3 | 2,0 | 1,1 | 1,9 | 1,3 | 2,0 | 0,2 |
| 1.400 | 3,2 | 2,6 | 1,7 | 3,0 | 1,8 | 3,3 | 0,2 |
| 1.600 | 4,3 | 3,5 | 2,6 | 4,6 | 2,5 | 5,5 | 0,2 |
| 1.800 | - | 4,6 | 4,0 | - | - | 9,3 | 0,2 |
| 2.200 | - | 8,0 | - | - | - | - | - |

Como podemos observar en el mapa, nuestra obra se encuentra en una zona de clima invernal 5 a una altura sobre el nivel del mar de 520 m por lo que interpolando obtenemos una sobrecarga de nieve de:

$$\frac{600 - 500}{0.5 - 0.4} = \frac{600 - 520}{0.5 - sk}$$

$$Sk = 0.42 \text{ kN/m}^2$$

4. ACELERACIÓN SÍSMICA

El objetivo de la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-2), es proporcionar los criterios que han de seguirse dentro del territorio español para la consideración de la acción sísmica en el proyecto, construcción, reforma y conservación de aquellas edificaciones y obras a las que le sea aplicable de acuerdo con el dispuesto en el artículo 1.2.

La finalidad última de estos criterios es la de evitar la pérdida de vidas humanas y reducir el daño y el coste económico que puedan ocasionar los terremotos futuros.

A continuación vamos a definir la clasificación de las construcciones y los criterios de aplicación de la norma:

4.1 Clasificación de las construcciones

A efectos de esta Norma, de acuerdo con el uso a que se destinan, con los daños que puede ocasionar su destrucción e independientemente del tipo de obra de que se trate, las construcciones se clasifican en:

1. De importancia moderada

Aquellas con probabilidad despreciable de que su destrucción por un terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario, o producir daños económicos significativos a terceros.

2. De importancia normal

Aquellas cuya destrucción por un terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.

3. De importancia especial

Aquellas cuya destrucción por el terremoto, pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos. En este grupo se incluyen las construcciones que así se consideren en el planeamiento urbanístico y documentos públicos análogos, así como en reglamentaciones más específicas. Entre los que se encuentran: hospitales, edificios e instalaciones básicas de comunicación, cuarteles de bomberos, policía, fuerzas armadas o parques para ambulancias

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

4.2. Criterios de aplicación de la Norma

La aplicación de esta Norma es obligatoria en las construcciones recogidas en el artículo 1.2.1, excepto:

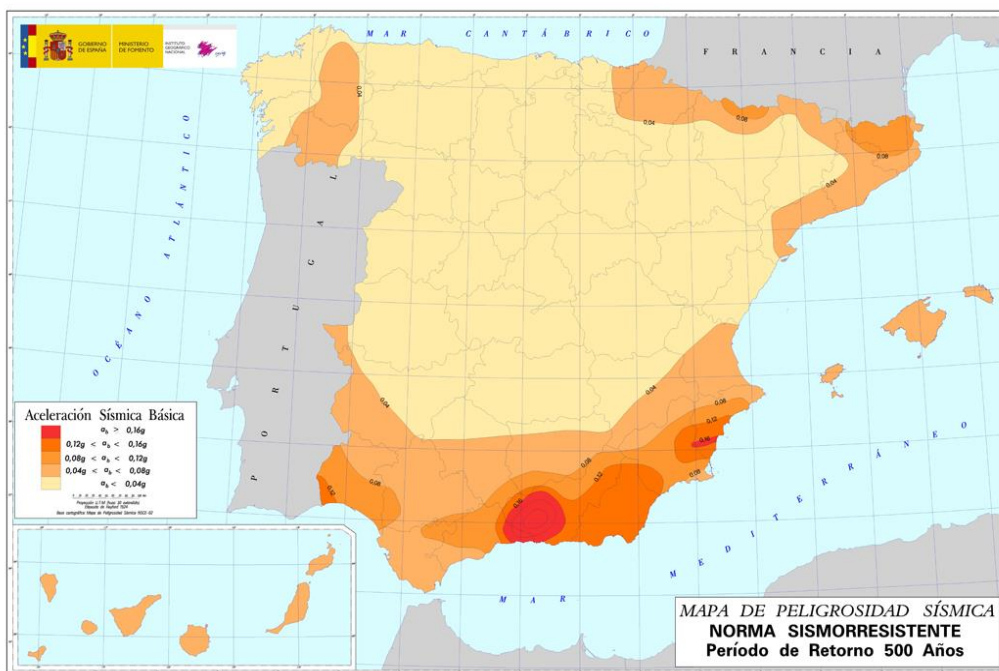
- *En las construcciones de importancia moderada.*
- *En las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica a_b sea inferior a $0.04g$, siendo g la aceleración de la gravedad.*
- *En las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica a_b sea inferior a $0.08g$.*

En la clasificación de las construcciones determinamos que nuestra obra es del tipo 3. Es decir, de importancia normal, ya que se trata del cálculo estructural de una nave industrial, en cual se realizarán labores propias de una bodega.

Sin embargo, en los criterios de aplicación de la Norma, observamos que su aplicación no es obligatoria en las edificaciones de importancia normal cuando la aceleración sísmica básica a_b sea inferior a $0.04g$.

En nuestro caso, tal y como observamos en el Mapa de Peligrosidad Sísmica, el parámetro de la aceleración sísmica básica, depende de la localización geográfica de la parcela dentro del territorio nacional. Y se expresa en función de la aceleración de la gravedad, $g=9,81$ m/s².

Para el caso de la parcela en estudio, la aceleración sísmica básica es inferior a $0,04$ g, por lo que concluimos que la norma NSCE-02 no es de obligado cumplimiento.



5. SEPARACIÓN DE LAS CORREAS DE CUBIERTA

5.1 Estados límite

En la verificación de los estados límite para la determinación del efecto de las acciones en las correas se utilizan los valores de las cargas variables (nieve, viento, sobrecarga de uso) calculadas en apartados anteriores y los valores de las cargas permanentes (peso propio de las correas y de la chapa de cubierta), cuyos valores se encuentran en sus respectivas fichas técnicas proporcionadas por los prefabricadores.

Se considera que hay un comportamiento adecuado si se cumple, para las situaciones de dimensionado pertinentes, que el efecto de las acciones no alcanza el valor límite admisible establecido para dicho efecto, es decir, que el elemento estructural analizado tiene suficiente resistencia, esto se cumple siempre que para todas las situaciones de dimensionado pertinentes se verifique la siguiente condición:

$E_d \leq R_d$ siendo:

E_d valor del efecto de las acciones.

R_d valor de cálculo de la resistencia correspondiente del elemento estructural analizado.

Los valores límite a comprobar en las correas de cubierta vienen dados en la ficha técnica facilitada por el fabricante.

5.2 Combinaciones de acciones

Los efectos de las acciones sobre las correas de la cubierta se determinan a partir de la correspondiente combinación de acciones e influencias simultáneas.

Debido a que se tratan de acciones de corta duración que pueden provocar efectos irreversibles, según el Documento Básico SE-AE (Acciones en la edificación), se tienen que determinar mediante las siguientes expresiones:

En los estados límite de servicio (ELS):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Es decir, considerando la acción simultánea de:

- Todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k).
- Una acción variable cualquiera, en valor característico (Q_k), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis.
- El resto de las acciones variables, en valor de combinación ($\psi_0 \cdot Q_k$).

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

En los estados límite últimos (ELU):

El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondiente a una situación persistente o transitoria, se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- a) Todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ($\gamma_G \cdot G_k$), incluido el pretensado ($\gamma_P \cdot P$).
- b) Una acción variable cualquiera, en valor de cálculo ($\gamma_Q \cdot Q_k$), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis.
- c) El resto de las acciones variables, en valor de cálculo de combinación ($\gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k$).

Por lo tanto hay que realizar las siguientes hipótesis para cada una de las variables que actúan sobre las correas:

$$M_f \geq \frac{l^2 \cdot \sum q_i}{8} \rightarrow \text{Momento de fisuración de las correas.}$$

$$M_u \geq \frac{l^2 \cdot \sum q_i \cdot \gamma_i}{8} \rightarrow \text{Momento último resistido por las correas.}$$

$$V_u \geq \frac{l \cdot \sum q_i \cdot \gamma_i}{2} \rightarrow \text{Cortante último resistido por las correas.}$$

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

$Q_i \rightarrow$ Conjunto de cargas a considerar en la pieza teniendo en cuenta la separación de las correas (S).

Dichas cargas están calculadas en los apartados anteriores y son las siguientes:

$$q_i = q_{pp} + q_{cub} * S + q_{scu} * S + q_{nieve} * S + q_{viento} * S$$

$q_{pp} = 0,72 \text{ kN/m} \rightarrow$ Peso propio de las correas.

$q_{cub} = 0,29 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ Peso propio de la cubierta metálica.

$q_{scu} = 0,4 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ Sobrecarga de uso según el CTE para nuestro tipo de cubierta.

$q_{nieve} = 0,41 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ Sobrecarga debida a la nieve.

$q_{vp} = 0,217 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ Sobrecarga debida al viento en presión.

$q_{vs} = -1,048 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ Sobrecarga debida al viento en succión.

$Q_{scu} = 1 \text{ kN} \rightarrow$ Sobrecarga puntual no concomitante con el resto de variables según el CTE.

$l \rightarrow$ Longitud de cálculo de la correa, es decir, la longitud total menos los apoyos en las vigas delta.

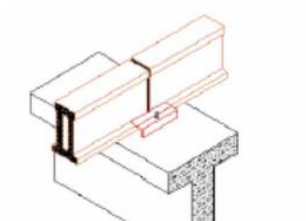
$$l = l_{total} - \left(\frac{l_{apoyo1} + l_{apoyo2}}{2} \right)$$

Siendo:

l_{total} : Longitud total de la correa. $\rightarrow 10\text{m}$.

l_{apoyo1} : Longitud del primer apoyo de la correa.

l_{apoyo2} : Longitud del segundo apoyo de la correa.



Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

Teniendo en cuenta que las vigas delta tienen un ancho de 60 cm apoyaremos nuestras correas 29 cm en cada extremo por lo tanto nuestra longitud de cálculo será:

$$l = 10 - \left(\frac{0,29 + 0,29}{2} \right) = 9,71 \text{ m}$$

5.3 Verificación de Estado Límite de Servicio (ELS).

Como hemos dicho en apartados anteriores, hay que comprobar que para cada una de las variables actuantes sobre las correas, el efecto de las acciones no alcanza el valor límite admisible establecido.

Aplicando la fórmula del apartado 5.2 para ELS con las distintas acciones variables tenemos las siguientes hipótesis:

1. Carga uniforme de mantenimiento

Dicha carga no se tiene que aplicar conjuntamente con otras cargas variables al tratarse de una cubierta ligera sobre correas accesible únicamente para conservación (según CTE).

$$M_f \geq \frac{l^2 * (q_{pp} + q_{cub} * S + q_{scu} * S)}{8}$$

2. Nieve + Viento a presión

El momento máximo se dará cuando actúen ambas cargas variables sin tener en cuenta el viento a succión ya que este reduciría el flector máximo al producir flectores negativos.

$$M_f \geq \frac{l^2 * (q_{pp} + q_{cub} * S + q_{nieve} * S + q_{vp} * S * \Psi_v + q_{scu} * S * \Psi_{scu})}{8}$$

3. Viento a presión + Nieve

Debido a que no podemos saber a simple vista si el momento máximo será cuando predomine el viento a presión o cuando predomine la nieve es necesario hacer las dos hipótesis, predominando en cada una de ellas una de las dos acciones mientras que la otra se minora según su coeficiente de simultaneidad.

$$M_f \geq \frac{l^2 * (q_{pp} + q_{cub} * S + q_{vp} * S + q_{nieve} * S * \Psi_{nieve} + q_{scu} * S * \Psi_{scu})}{8}$$

4. Viento a succión.

Dado que el viento a succión es la única sobrecarga en sentido contrario al de la gravedad, nos generará el momento mínimo cuando actúe por sí sola sin otra variable actuando al mismo tiempo.

$$M_f \geq \frac{l^2 * (q_{pp} + q_{cub} * S + q_{vs} * S)}{8}$$

5. Carga concentrada de mantenimiento.

Por ultimo hay que tener en cuenta la carga concentrada de mantenimiento que, según el CTE, no es concomitante con el resto de cargas variables. Debido a que se trata de una carga puntual, será aplicada en el centro de la correa ya que esta es su posición más desfavorable en una viga biapoyada.

$$M_f \geq \frac{l^2 * (q_{pp} + q_{cub} * S)}{8} + \frac{Q_{scu} * l}{4}$$

De la tabla 4.2 del CTE DB-AE obtenemos los coeficientes de simultaneidad:

| Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ) | |
|--|----------|
| | ψ_0 |
| • Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G) | 0 |
| Nieve | |
| • para altitudes > 1000 m | 0,7 |
| • para altitudes ≤ 1000 m | 0,5 |
| Viento | 0,6 |

Como podemos observar ahora mismo tenemos dos incógnitas en nuestras hipótesis; la separación de correas (S) y los momentos de fisuración (Mf). Llegados a este punto hay dos opciones:

1. Seleccionar un momento flector de la tabla de características técnicas facilitada por el fabricante y despejar una separación para cada hipótesis donde nuestra separación sería la menor de todas (la más restrictiva).
2. Suponer una separación de viguetas y calcular el momento de fisuración para cada hipótesis donde el mayor de los obtenidos sería el que nos determinaría nuestro tipo de vigueta mirando en el catálogo técnico.

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

Para obtener una mayor comodidad a la hora de ejecutar los planos y también en su construcción, vamos a elegir la segunda opción y para ello nos apoyamos en una hoja de cálculo de Excel donde modificando la separación de viguetas ya nos da los momentos de fisuración de cada hipótesis.

Después de varias pruebas y mirando siempre las limitaciones de las correas hemos optado por una separación de 1,5 m obteniendo los siguientes resultados de momentos de fisuración:

| Combinaciones | ELS |
|----------------------|-------------|
| | Mf |
| 1. C.UNIFORME MAN | 20,6835744 |
| 2. NIEVE + V.PRESIÓN | 23,3388504 |
| 3. V.PRESIÓN + NIEVE | 21,1608877 |
| 4. V.SUCCIÓN | -4,91455871 |
| 5. C.CONCENTRADA MAN | 16,0397669 |

Como se observa, el momento más restrictivo para flexión positiva es el correspondiente a la hipótesis 2 de Nieve + Viento a presión con un valor de **23.34 kN*m**, mientras que el valor más restrictivo para flexión negativa es el correspondiente a la hipótesis 4 de viento a succión, como ya habíamos supuesto, con un valor de **-4.91 kN*m**.

Con estos valores vamos a la tabla de características técnicas del fabricante y vemos que la correa que más se adecua a estos momentos de fisuración es la del tipo 3 la cual tiene las siguientes características:

| FLEXIÓN POSITIVA | | FLEXIÓN NEGATIVA | | CORTANTE ÚLTIMO |
|------------------|-----------|------------------|-----------|--------------------|
| Mu (kN*m) | Mf (kN*m) | Mu (kN*m) | Mf (kN*m) | Vu (kN) |
| 39 | 29 | 10,2 | 7,5 | 17,4 |

Podemos observar que se cumplen para ambos valores de los momentos de fisuración. Obviamente, el valor a flexión negativa lo comparamos en valor absoluto con el de la tabla.

5.4 Verificación de Estado Límite Último (ELU)

Para poder afirmar que el resultado obtenido anteriormente para la separación de las correas es correcto, tenemos que comprobar que el efecto de las acciones aplicando su coeficiente de mayoración (γ) no supera ni los momentos últimos, para los dos tipos de flexión, ni el cortante último.

Por lo tanto:

$$39 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq \frac{l^2 \cdot \sum q_i \cdot \gamma_i}{8}$$

$$17,4 \text{ kN} \geq \frac{l \cdot \sum q_i \cdot \gamma_i}{2}$$

Aplicando las fórmulas anteriores para las distintas acciones variables y teniendo en cuenta una separación de vigueta de 1,5 metros obtenemos las siguientes hipótesis:

1. Carga uniforme de mantenimiento

Al igual que en la verificación de los ELS del apartado anterior dicha carga no se tiene que aplicar conjuntamente con otras cargas variables al tratarse de una cubierta ligera sobre correas accesible únicamente para conservación (según CTE).

$$M_u \geq \frac{l^2 \cdot (q_{pp} \cdot \gamma_{\text{peso}} + S \cdot q_{\text{cub}} \cdot \gamma_{\text{variable}} + S \cdot q_{\text{scu}} \cdot \gamma_{\text{variable}})}{8}$$

2. Nieve + Viento a presión

$$M_u \geq \frac{l^2 \cdot (q_{pp} \cdot \gamma_{\text{peso}} + \gamma_{\text{variable}} \cdot S \cdot (q_{\text{cub}} + q_{\text{scu}} \cdot \psi_{\text{scu}} + q_{\text{nieve}} + q_{\text{vp}} \cdot \psi_{\text{viento}}))}{8}$$

3. Viento a presión + Nieve

$$M_u \geq \frac{l^2 * (q_{pp} * \gamma_{\text{peso}} + \gamma_{\text{variable}} * S * (q_{\text{cub}} + q_{\text{scu}} * \psi_{\text{scu}} + q_{\text{vp}} + q_{\text{nieve}} * \psi_{\text{nieve}}))}{8}$$

4. Viento a succión.

$$M_u \geq \frac{l^2 * (q_{pp} * \gamma_{\text{peso}} + \gamma_{\text{variable}} * S * (q_{\text{cub}} + q_{\text{scu}} * \psi_{\text{scu}} + q_{\text{vs}}))}{8}$$

5. Carga concentrada de mantenimiento.

Como en el apartado anterior hay que tener en cuenta la carga concentrada de mantenimiento que, según el CTE, no es concomitante con el resto de cargas variables. Debido a que se trata de una carga puntual, será aplicada en el centro de la correa ya que esta es su posición más desfavorable en una viga biapoyada.

$$M_u \geq \frac{l^2 * (q_{pp} * \gamma_{\text{peso}} + q_{\text{cub}} * S * \gamma_{\text{variable}})}{8} + \frac{Q_{\text{scu}} * l * \gamma_{\text{variable}}}{4}$$

Una vez hechas las hipótesis de los momentos, pasamos a los cortantes:

1. Carga uniforme de mantenimiento

No se aplica conjuntamente con otras cargas variables

$$V_u \geq \frac{l * (q_{pp} * \gamma_{\text{peso}} + (q_{\text{cub}} + q_{\text{scu}}) * S * \gamma_{\text{variable}})}{2}$$

2. Nieve + Viento a presión

$$V_u \geq \frac{l * ((q_{pp} * Y_{peso} + Y_{variable} * S * (q_{cub} + q_{scu} * \Psi_{scu} + q_{nieve} + q_{vp} * \Psi_{viento})))}{2}$$

3. Viento a presión + Nieve

$$V_u \geq \frac{l * (q_{pp} * Y_{peso} + Y_{variable} * S * (q_{cub} + q_{scu} * \Psi_{scu} + q_{vp} + q_{nieve} * \Psi_{nieve})))}{2}$$

4. Viento a succión.

$$V_u \geq \frac{l * (q_{pp} * Y_{peso} + Y_{variable} * S * (q_{cub} + q_{scu} * \Psi_{scu} + q_{vs})))}{2}$$

5. Carga concentrada de mantenimiento.

$$V_u \geq \frac{l * (q_{pp} * Y_{peso} + q_{cub} * S * Y_{variable})}{2} + Q_{scu} * Y_{variable}$$

Aplicando los coeficientes de simultaneidad utilizados en el cálculo de los ELS del apartado anterior, los coeficientes de seguridad que mayoran las cargas de la tabla 4.1 del DB-SE (CTE) y la separación de correas obtenida en el cálculo de los ELS obtenemos los momentos flectores últimos tanto positivos como negativos así como el cortante último:

Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones

| Tipo de verificación ⁽¹⁾ | Tipo de acción | Situación persistente o transitoria | |
|-------------------------------------|-------------------------------|-------------------------------------|-----------|
| | | desfavorable | favorable |
| Resistencia | Permanente | | |
| | Peso propio, peso del terreno | 1,35 | 0,80 |
| | Empuje del terreno | 1,35 | 0,70 |
| | Presión del agua | 1,20 | 0,90 |
| | Variable | 1,50 | 0 |

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

En nuestro caso elegimos la situación desfavorable y dentro de las acciones permanentes cogemos la referida al peso propio dado q no tenemos ni empuje de terreno ni presión de agua.

Una vez tenemos todos los valores de las fórmulas los metemos en la hoja de cálculo utilizada anteriormente pero ahora modificada para que calcule ELU y obtenemos los siguientes resultados:

| Combinaciones | ELU | |
|----------------------|-------------|------------|
| | Mu | Vu |
| 1. C.UNIFORME MAN | 29,7525263 | 12,2564475 |
| 2. NIEVE + V.PRESIÓN | 33,7354403 | 13,8971948 |
| 3. V.PRESIÓN + NIEVE | 30,4684962 | 12,5513888 |
| 4. V.SUCCIÓN | -8,64467342 | -3,5611425 |
| 5. C.CONCENTRADA MAN | 22,7868151 | 9,3869475 |

Como podemos observar en los resultados la combinación más desfavorables vuelve a ser la segunda (Nieve + Viento a presión) tanto para momento como para cortante positivos mientras que la más desfavorable para los valores negativos es, de nuevo, la cuarta combinación (Viento a succión).

Si nos vamos a la tabla del fabricante que se encuentra en el apartado anterior podemos ver que las correas elegidas anteriormente junto con su separación cumplen los valores máximos y mínimos para ELU:

$$Mu (F+) = 39 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 33,74 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Mu (F-) = 10,2 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 8,65 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Vu = 17,4 \text{ kN} \geq 13,89 \text{ kN}$$

Para una $S = 1,5 \text{ m}$

Por lo tanto podemos concluir con que nuestras correas serán Tub.23 del tipo 3 con una separación entre ejes de 1,5 metros.

6. COMPROBACIÓN DE LAS VIGAS DELTA

6.1 Verificación del Estado Límite Último (ELU)

El Estado Límite Último engloba la situación o situaciones que dejan a la estructura o elemento afectado fuera de su estado de servicio por colapso o rotura de parte o la totalidad del elemento o estructura citados anteriormente.

Por lo tanto verificaremos como Estado Límite Último de nuestras vigas delta “I.40” :

1. Momento de cálculo (Md)

2. Cortante de cálculo (Vd)

Una vez obtenidos los dos valores dichos anteriormente, los compararemos con los valores de la tabla técnica de la delta I.40 para comprobar que, tanto el momento de cálculo como el cortante de cálculo son menor o iguales a los esfuerzos últimos de dicha tabla.

Es decir:

$$M_d \leq M_u$$

$$V_d \leq V_u$$

6.2 Momento de cálculo (Md)

Según los datos de la ficha técnica de la empresa de prefabricados, el momento último para nuestra viga delta tipo I.40 es de:

$$M_u = 2563,17 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

A continuación calcularemos el momento de cálculo (Md) con la siguiente fórmula:

$$M_d = \frac{l^2 \cdot \sum (q_i \cdot \gamma_i)}{8}$$

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

Las cargas a considerar para el cálculo de Md con 10 metros entre pórticos son:

1. q_{pp} : Peso propio de la viga delta

El fabricante nos indica que la viga tiene un peso por unidad de 12310 kg, es decir, 123,1kN repartidos en 26 metros de viga:

$$q_{pp} = \frac{123,1}{26} = 4,73 \text{ kN/m}$$

2. q_{cub} : Peso propio de la cubierta

$$0,29 \text{ kN/m}^2 * 10 \text{ m} = 2,9 \text{ kN/m}$$

3. $q_{correas}$: Peso propio de las correas

Como ya sabemos la separación de las correas, tenemos un total de 9 correas a cada lado de la viga delta con un peso por unidad de longitud de 0,72kN/m cada correa, pero hay que tener en cuenta que al ser un pórtico central llegaran $2*9=18$ correas en la mitad de la delta. Dado que cada correa actúa como una viga biapoyada transferirán una carga puntual a la viga delta de:

$$\frac{0,72 * 9,71}{2} = 3,5 \text{ kN}$$

Por lo tanto tenemos 18 correas transmitiendo una carga puntual de 3,5 kN cada una a la mitad de nuestra viga delta, de forma que si repartimos esta carga a lo largo de la viga delta tendremos:

$$\frac{18 * 3,5}{13} = 4,84 \text{ kN/m}$$

No hemos considerado las correas como cargas puntuales para el cálculo debido a que en obra podrían no colocarse exactamente a la distancia de proyecto, por lo tanto consideramos una carga repartida en toda la viga delta.

4. q_{nieve} : Sobrecarga de nieve

$$0,42 \text{ kN/m}^2 * 10 \text{ m} = 4,2 \text{ kN/m}$$

5. q_{scu} : Sobrecarga de uso

No concomitantes con el resto de cargas variables: $0,4 \text{ kN/m}^2 * 10 \text{ m} = 4 \text{ kN/m}$ o 1kN.

6. q_{viento} : Sobrecarga de viento

En la tabla final del apartado 3.2.2. Viento y en los dibujos de las distintas direcciones del viento sacados del DB-AE (CTE) podemos observar cuales serían las peores cargas de viento para la viga delta, tanto a presión como a succión dependiendo de la zona:

Viento presión

En la zona I de la viga delta actuaría:

$$0,216 \text{ kN/m}^2 * 10 \text{ m} = 2,16 \text{ kN/m a lo largo de } 10,74\text{m}$$

En el resto de la viga actuaría:

$$0,072 \text{ kN/m}^2 * 10 \text{ m} = 0,72 \text{ kN/m}$$

Viento succión

En este caso podrían actuar la zona H o la zona I pero calcularemos con la zona H por ser más desfavorable por lo que:

$$-0,469 \text{ kN/m}^2 * 10 \text{ m} = -4,69 \text{ kN/m}$$

A continuación calcularemos los diferentes momentos actuantes dependiendo del tipo de acción.

Para dicho cálculo se ha tomado la longitud total de la delta, no siendo del todo exacto dicho cálculo ya que la viga delta apoyará sobre los pilares y su longitud útil de cálculo será menor, pero nos estamos quedando del lado de la seguridad al considerar más longitud.

ACCIONES PERMANENTES

Peso propio

$$\text{Viga delta } M = \frac{26^2 * 4,73}{8} = 399,68 \text{ kN} * m$$

$$\text{Correas } M = \frac{26^2 * 4,84}{8} = 409 \text{ kN} * m$$

$$\text{Cubierta } M = \frac{26^2 * 2,9}{8} = 245,05 \text{ kN} * m$$

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

ACCIONES VARIABLES

Sobrecarga de uso

$$\text{Carga uniforme de mantenimiento } M = \frac{26^2 \cdot 4}{8} = 338 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

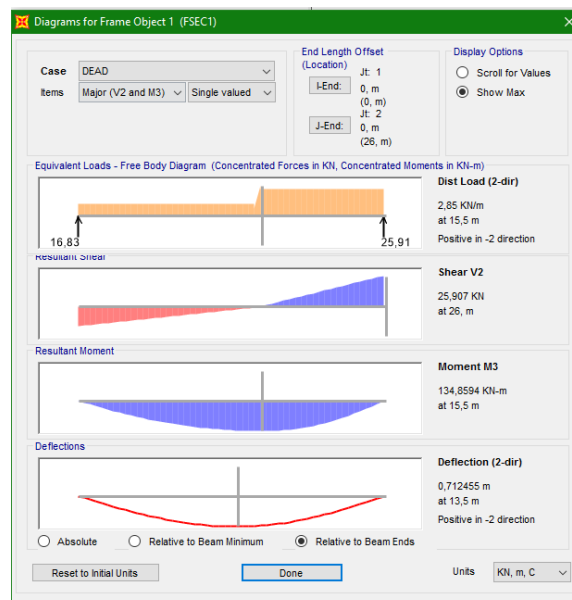
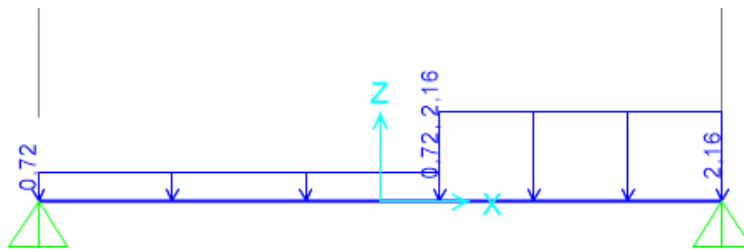
$$\text{Carga concentrada } M = \frac{26 \cdot 1}{4} = 6,5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Nieve

$$M = \frac{26^2 \cdot 4,2}{8} = 355 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Viento

Viento presión: Haciendo uso del programa SAP2000 v18 calculamos los esfuerzos de la siguiente barra:



$$M = 134,86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Viento succión } M = \frac{26^2 * (-4,69)}{8} = -396,3 \text{ kN} * \text{m}$$

CÁLCULO DE FLECTOR MÁXIMO Y MÍNIMO EN VIGAS DELTA

Flector máximo:

Para el cálculo del flector máximo tendremos que considerar las siguientes hipótesis de carga:

1. Carga uniforme de mantenimiento

No aplicable conjuntamente con otras cargas variables.

$$M_d = 1,35 * 399,68 + 1,5 * (409 + 245,05) + 1,5 * 338 = 2028 \text{ kN} * \text{m}$$

2. Nieve + Viento a presión

$$M_d = 1,35 * 399,68 + 1,5 * (409 + 245,05) + 1,5 * 355 + 1,5 * 135,86 * 0,6 = \underline{\underline{2175,4 \text{ kN} * \text{m}}}$$

3. Viento a presión + Nieve

$$M_d = 1,35 * 399,68 + 1,5 * (409 + 245,05) + 1,5 * 135,86 + 1,5 * 355 * 0,5 = 1990,7 \text{ kN} * \text{m}$$

Flector mínimo:

Para el cálculo del flector mínimo solo tendremos una hipótesis, cuando actúa el viento a succión:

$$M_d = 1 * 399,68 + 1 * (409 + 245,05) + 1,5 * (-396,3) = 459,3 \text{ kN} * \text{m}$$

Por lo tanto el momento de cálculo es $M_d = 2175,4 \text{ kN} * \text{m}$, este será el máximo flector que tendrá que soportar la viga delta.

A la vista de los resultados podemos afirmar que la viga delta es capaz de soportar el máximo momento flector ya que se cumple:

$$M_d = 2175,4 \leq M_u = 2563,17$$

6.3 Cortante de cálculo (Vd)

Según los datos de la ficha técnica de la empresa de prefabricados, el cortante último para nuestra viga delta tipo I.40 es de:

$$V_u = 353,7 \text{ kN}$$

Por lo que, al igual que en el apartado anterior, tendremos que calcular el cortante de cálculo máximo y verificar que se cumple la condición de:

$$V_d \leq V_u$$

Para el cálculo del cortante emplearemos la siguiente fórmula:

$$V_d = \frac{l * \sum q_i * Y_i}{2}$$

ACCIONES PERMANENTES

Peso propio

$$\text{Viga delta: } V = \frac{26 * 4,73}{2} = 61,5 \text{ kN}$$

$$\text{Correas: } V = \frac{26 * 4,84}{2} = 63 \text{ kN}$$

$$\text{Cubierta: } V = \frac{26 * 2,9}{2} = 37,7 \text{ kN}$$

ACCIONES VARIABLES

Sobrecarga de uso

$$\text{Carga uniforme de mantenimiento } V = \frac{26 * 4}{2} = 52 \text{ kN}$$

$$\text{Carga concentrada } V = \frac{26 * 1}{2} = 13 \text{ kN}$$

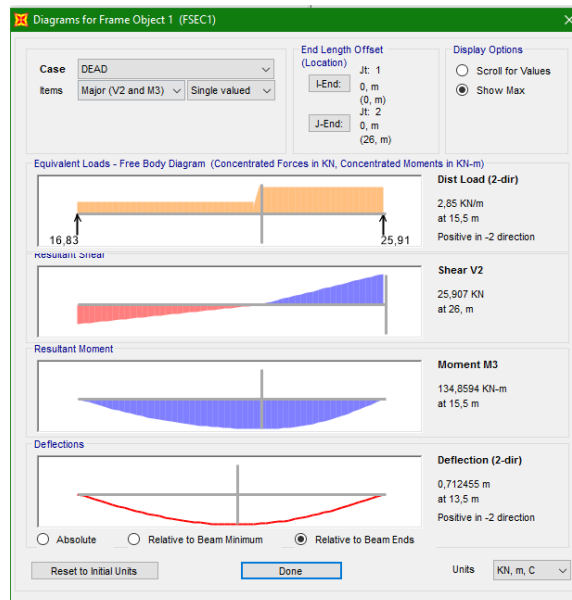
Nieve

$$V = \frac{26 * 4,2}{2} = 54,6 \text{ kN}$$

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

Viento

Viento presión: Como ya tenemos calculada la barra con el programa SAP2000 v18 para momentos, podemos hacer lo propio para cortantes:



$$V = 25,9 \text{ kN}$$

$$\text{Viento succión } V = \frac{26 * (-4,69)}{2} = -60,97 \text{ kN}$$

CÁLCULO DEL CORTANTE MÁXIMO

Para el cálculo del máximo cortante actuante en la viga delta tenemos las siguientes hipótesis:

1. Carga uniforme de mantenimiento

No aplicable con otras cargas variables:

$$V_d = 1,35 * 61,5 + 1,5 * (63 + 37,5) + 1,5 * 52 = 311,78 \text{ Kn}$$

2. Nieve + Viento a presión

$$V_d = 1,35 \cdot 61,5 + 1,5 \cdot (63 + 37,5) + 1,5 \cdot 54 + 1,5 \cdot 25,9 \cdot 0,6 = \underline{\underline{338,1 \text{ kN}}}$$

3. Viento a presión + Nieve

$$V_d = 1,35 \cdot 61,5 + 1,5 \cdot (63 + 37,5) + 1,5 \cdot 25,9 + 1,5 \cdot 54 \cdot 0,5 = 313,1 \text{ Kn}$$

Por lo tanto el cortante de cálculo es $V_d = 338,1 \text{ kN}$, este será el máximo cortante que tendrá que soportar la viga delta.

A la vista de los resultados podemos afirmar que la viga delta es capaz de soportar el máximo cortante ya que se cumple:

$$V_d = 338,1 \leq V_u = 353,7$$

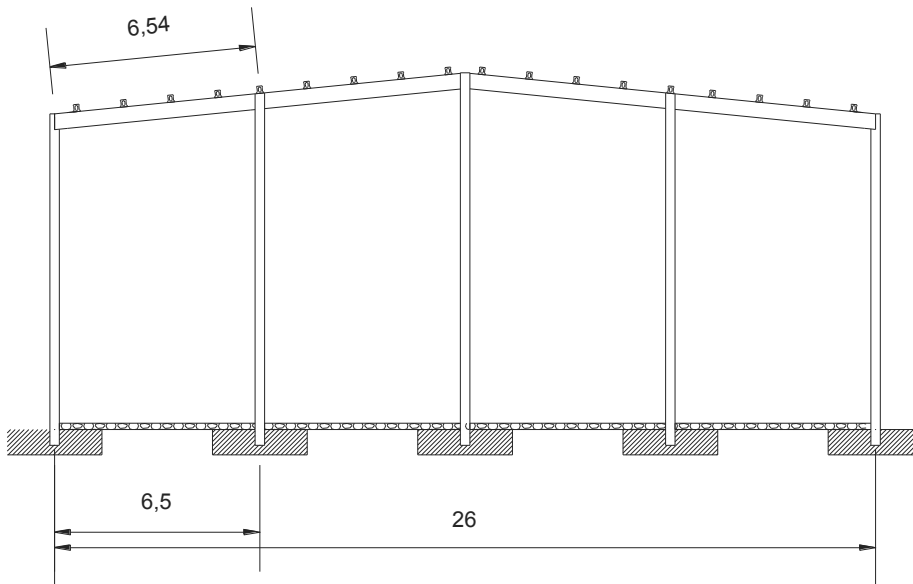
Cabe destacar que no tenemos en cuenta el viento a succión en ninguna hipótesis ya que el cortante que provocaría sería aun menor que los anteriormente calculados.

En el apartado anterior sí que tenía relevancia el viento a succión porque al combinarlo podría provocar que la viga delta trabajase a flexión negativa.

Tampoco se ha tenido en cuenta en ningún apartado la sobrecarga puntual de mantenimiento debido a que los esfuerzos que ésta provoca son mucho menores a los de la sobrecarga superficial y al no ser concomitante con ninguna carga variable, el resultado sería claramente inferior y no sería determinante en el cálculo.

7. DIMENSIONAMIENTO DE LAS VIGAS PIÑÓN

Nuestros dos pórticos piñón se componen de 5 pilares, separados 6,5 metros entre sí unidos por 4 vigas de hormigón armado que dimensionaremos a continuación.



Como se observa en el dibujo, la longitud total de las vigas será de 6,54 metros no obstante vamos a realizar los cálculos con una longitud de 6,5 metros ya que la diferencia de 0,04 metros no será significativa en cuanto al cálculo y cabe recordar que en la realidad la longitud útil será inferior por lo que nos quedamos del lado de la seguridad.

7.1 Cargas actuantes

7.1.1 Cargas permanentes

1. Peso propio $q_{pp} = 2,1 \text{ kN/m}$
2. Cubierta $q_{cub} = 0,29 \text{ kN/m}^2 * 5\text{m} = 1,45\text{kN/m}$
3. Correas $q_{correas} = 3,5 \text{ kN} * 5 \text{ correas} / 6,5 \text{ m} = 2,69\text{kN/m}$

7.1.2 Cargas variables

1. Sobrecarga superficial de uso $q_{scu} = 0,4 \text{ kN/m}^2 * 5\text{m} = 2 \text{ kN/m}$
2. Sobrecarga puntual de uso $Q_{scu} = 1 \text{ kN}$
3. Nieve $q_{nieve} = 0,42 \text{ kN/m}^2 * 5\text{m} = 2,1 \text{ kN/m}$

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

4. Viento: Para el caso del viento es necesario hacer un cálculo más extenso, hecho a continuación:

Dado que hay dos direcciones del viento, a continuación veremos cuál provoca la peor situación tanto a presión como a succión y con ella dimensionaremos todas las vigas.

Para ello nos ayudaremos del apartado 3.2.2 Viento, donde utilizaremos el cuadro resumen que aparece al final de dicho apartado.

DIRECCIÓN 1

-Presión:

Como podemos observar en la imagen utilizada en el apartado 3.2.2 Viento para el cálculo del viento en la dirección 1 ($-45^\circ < \alpha < 45^\circ$), el valor más desfavorable es el actuante en la zona I de $0,216 \text{ kN/m}^2$ por lo tanto:

$$0,216 \text{ kN/m}^2 * 5\text{m} = 1,08 \text{ kN/m}$$

$$M_I = \frac{1,08 * 6,5^2}{8} = 5,7 \text{ kN} * m$$

-Succión:

En el caso de la succión tenemos 4 casos los cuales hay que analizar para saber cuál de ellos será el más desfavorable:

1. Zona I

$$-0,3612 \text{ kN/m}^2 * 5\text{m} = -1,806 \text{ kN/m}$$

$$M_{I(s)} = \frac{-1,806 * 6,5^2}{8} = -9,54 \text{ kN} * m$$

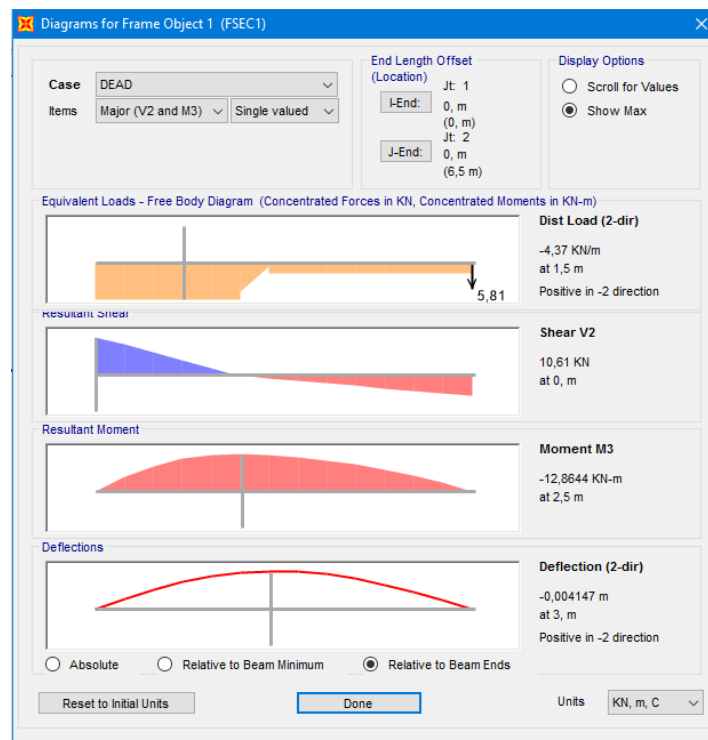
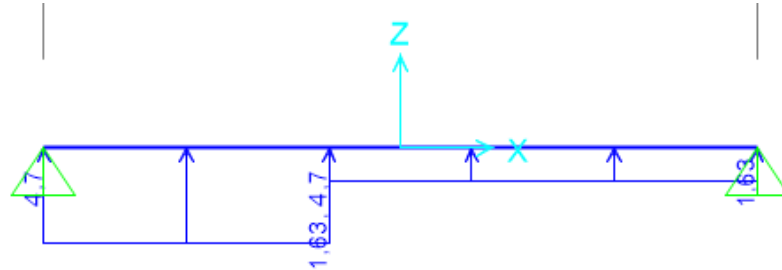
2. Zona H

$$-0,325 \text{ kN/m}^2 * 5\text{m} = -1,625 \text{ kN/m}$$

$$M_{H(s)} = \frac{-1,625 * 6,5^2}{8} = -8,58 \text{ kN} * m$$

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

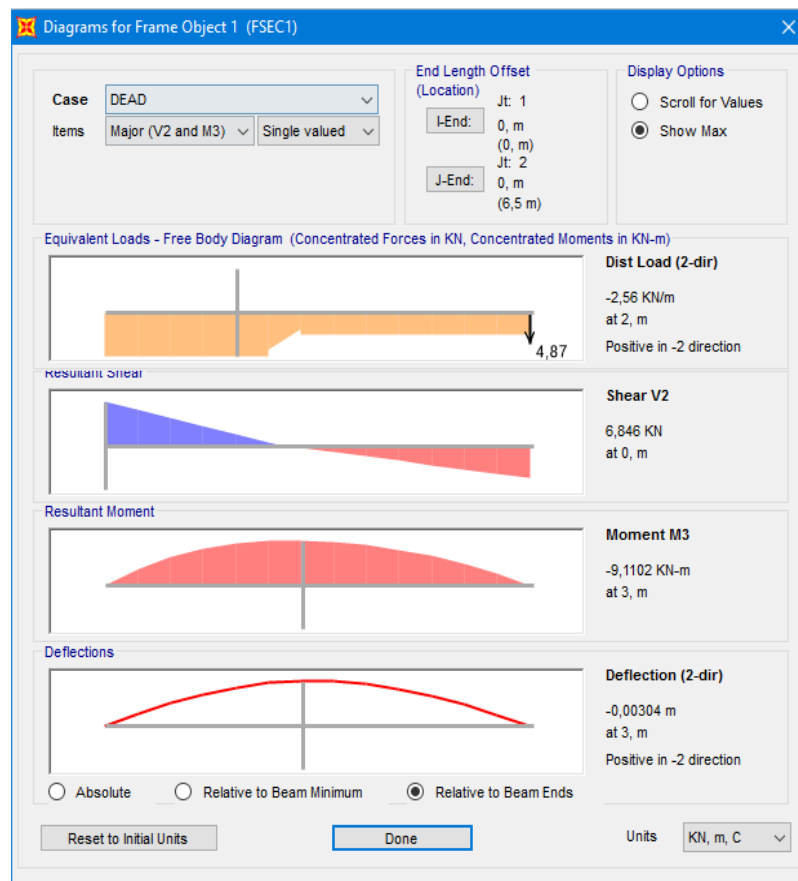
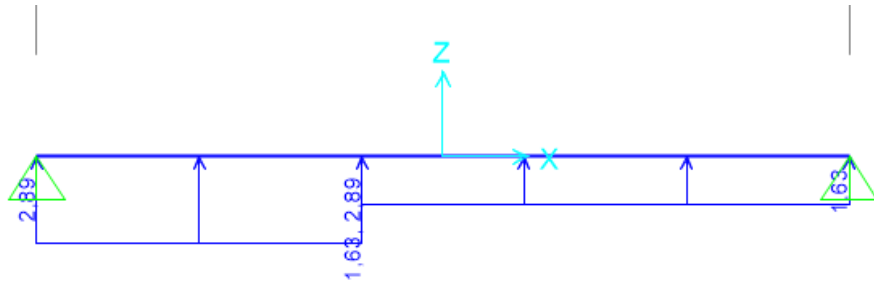
3. Zona F+H



$$M_{f+h(s)} = -12,864 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

4. Zona J+H



$$M_{J+H(s)} = -9,11 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

DIRECCIÓN 2

En la dirección 2 no hay viento a presión por lo que el valor más desfavorable será el calculado en la dirección 1, provocando un momento positivo de **5,7 kN*m**

-Succión:

En la dirección 2 a succión se observa que la zona más desfavorable es la F actuando en toda la viga, por lo tanto:

$$-1,048 \text{ kN/m}^2 * 5\text{m} = -5,25 \text{ kN/m}$$

$$M_{F(s)} = \frac{-5,25 * 6,5^2}{8} = -27,7 \text{ kN} * m$$

Por lo tanto concluimos que la peor situación para nuestras vigas del pórtico piñón será cuando actúe un viento a presión de 1,08 kN/m provocando un momento de **5,7 kN*m** y cuando actúe un viento a succión de -5,25kN/m provocando un momento de **-27,7kN*m**.

7.2 Estado Límite Último (ELU)

Con las cargas anteriormente calculadas y siguiendo las formulas aplicadas en apartados anteriores para el cálculo de ELU, pasamos a calcular el momento último de agotamiento (Mu) y el cortante último de agotamiento (Vu).

7.2.1 Momento último de agotamiento (Mu)

1. Peso propio: $M_{pp} = \frac{6,5^2 * 2,1}{8} = 11,1 \text{ kN} * m$

2. Cubierta: $M_{cub} = \frac{1,45 * 6,5^2}{8} = 7,66 \text{ kN} * m$

3. Correas: $M_{correas} = \frac{2,69 * 6,5^2}{8} = 14,21 \text{ kN} * m$

4. Sobrecarga superficial de uso: $M_{scu} = \frac{2 * 6,5^2}{8} = 10,56 \text{ kN} * m$

5. Sobrecarga concentrada de uso: $M_{Qscu} = \frac{1 * 6,5}{4} = 1,625 \text{ kN} * m$

6. Nieve: $M_{nieve} = \frac{2,1 * 6,5^2}{8} = 11,1 \text{ kN} * m$

7. Viento presión: $M_{vp} = 5,7 \text{ kN} * m$

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

8. Viento succión: $M_{vs} = -27,7 \text{ kN} \cdot \text{m}$

A continuación combinaremos los momentos actuantes anteriores para ver cual es la combinación más desfavorable:

1. Sobrecarga superficial de uso

No concomitante con el resto de acciones variables:

$$M = 1,35 \cdot 11,1 + 1,5 \cdot (7,66 + 14,21) + 1,5 \cdot 10,56 = 63,63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2. Nieve + Viento presión

$$M = 1,35 \cdot 11,1 + 1,5 \cdot (7,66 + 14,21) + 1,5 \cdot 11,1 + 1,5 \cdot 5,7 \cdot 0,6 = \underline{\underline{69,57 \text{ kN} \cdot \text{m}}}$$

3. Viento presión + Nieve

$$M = 1,35 \cdot 11,1 + 1,5 \cdot (7,66 + 14,21) + 1,5 \cdot 5,7 + 1,5 \cdot 11,1 \cdot 0,5 = 64,67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4. Viento succión

$$M = 1,35 \cdot 11,1 + 1,5 \cdot (7,66 + 14,21) + 1,5 \cdot (-27,7) = 6,24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Por lo tanto el $M_u = 69,57 \text{ kN} \cdot \text{m}$

7.2.2 Cortante último de agotamiento (V_u)

1. Peso propio: $V_{pp} = \frac{6,5 \cdot 2,1}{2} = 6,83 \text{ kN}$

2. Cubierta: $V_{cub} = \frac{1,45 \cdot 6,5}{2} = 4,71 \text{ kN}$

3. Correas: $V_{correas} = \frac{2,69 \cdot 6,5}{2} = 8,74 \text{ kN}$

4. Sobrecarga superficial de uso: $V_{scu} = \frac{2 \cdot 6,5}{2} = 6,5 \text{ kN}$

5. Sobrecarga concentrada de uso: $V_{Qscu} = \frac{1}{2} = 0,5 \text{ kN}$

6. Nieve: $V_{nieve} = \frac{2,1 \cdot 6,5}{2} = 6,83 \text{ kN}$

7. Viento presión: $V_{vp} = \frac{1,08 \cdot 6,5}{2} = 3,51 \text{ kN}$

8. Viento succión: $V_{vs} = \frac{-5,24 \cdot 6,5}{2} = -17,03 \text{ kN}$

Al igual que con los momentos, procedemos a combinar los cortantes:

1. Sobrecarga superficial de uso

No concomitante con el resto de acciones variables:

$$V = 1,35 \cdot 6,83 + 1,5 \cdot (4,71 + 8,74) + 1,5 \cdot 6,5 = 39,2 \text{ kN}$$

2. Nieve + Viento presión

$$V = 1,35 \cdot 6,83 + 1,5 \cdot (4,71 + 8,74) + 1,5 \cdot 6,83 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot 3,51 = \underline{\underline{42,85 \text{ kN}}}$$

3. Viento presión + Nieve

$$V = 1,35 \cdot 6,83 + 1,5 \cdot (4,71 + 8,74) + 1,5 \cdot 3,51 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 6,83 = 39,83 \text{ kN}$$

Por lo tanto el $V_u = 42,85 \text{ kN}$

Cabe destacar que ni en los momentos ni en los cortantes se ha tenido en cuenta la sobrecarga de uso puntual por ser mucho menor al resto y al no ser concomitante con otras variables no será determinante para el cálculo.

Tampoco se ha tenido en cuenta el viento en succión para el cálculo de cortantes debido a que provocaría un cortante inferior al del resto de combinaciones por tener un valor negativo.

7.3 Dimensionamiento de la viga piñón

Para el dimensionamiento de esta viga hemos utilizado el prontuario informático del hormigón EHE-08 el cual para una sección y esfuerzos dados te proporciona varios casos de armado.

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

7.3.1 Dimensionamiento a cortante

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-25
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 500.00
 γ_c = 1.50
 γ_s = 1.15

- Control del hormigón

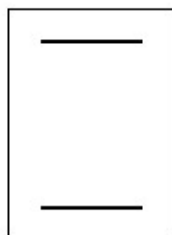
Control normal

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento con armadura a cortante

- Sección

Sección : EJEMPLO1
b0 [m] = 0.25
h [m] = 0.35



Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

2 Dimensionamiento

Esfuerzo cortante de cálculo V_d [kN] = 42.85

Inclinación de las bielas $[\alpha] = 45$

Inclinación de los cercos $[\alpha] = 90.0$

ρ_l [$\cdot 10^{-3}$] = 1

$\rho_{compresión}$ [$\cdot 10^{-3}$] = 0.0

N_d [kN] = 0.0

σ_{xd} [MPa] = 0.0

σ_{yd} [MPa] = 0.0

θ_e $[\alpha]$ = 45.0

| ϕ [mm] | Separación [m] | nº ramas | Area [cm ² /m] | Tipo | Vsu [kN] | Vu2 [kN] |
|----------------|-------------------|----------|------------------------------|------|-------------|-------------|
| ø 6 | 0.15 | 2 | 3.8 | 1 | 40.7 | 59.20 |
| ø 8 | 0.15 | 2 | 6.7 | 1 | 72.4 | 90.87 |
| ø 10 | 0.15 | 2 | 10.5 | 1 | 113.1 | 131.59 |
| ø 12 | 0.15 | 2 | 15.1 | 1 | 162.9 | 181.35 |

Área estricta [cm²/m] = 2.3

V_{u1} [kN] = 375.0

V_{cu} [kN] = 18.5

A la vista de los resultados se observa que todas las soluciones cumplen con bastante margen para el cortante último por lo que elegimos la primera opción, es decir, **cercos de dos ramas con un diámetro de 6mm a cada 15 cm.**

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

7.3.2 Dimensionamiento a flexión

Dimensionamiento de secciones a flexión simple

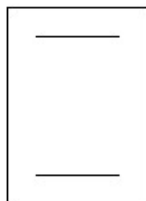
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-25
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 500.00
 γ_c = 1.50
 γ_s = 1.15

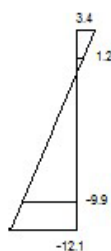
- Sección

Sección : EJEMPLO1
b [m] = 0.25
h [m] = 0.35
ri [m] = 0.050
rs [m] = 0.050



2 Dimensionamiento

Md [kN·m] = 69.57



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.077
 $1/r$ [1/m] · 1.E-3 = 44.4
 ϵ_s · 1.E-3 = 3.4
 ϵ_i · 1.E-3 = -12.1

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

Deformación y tensión de armaduras

| Profundidad [m] | Armadura [cm ²] | Deformación ·1.E ⁻³ | Tensión [MPa] |
|--------------------|--------------------------------|-----------------------------------|------------------|
| 0.050 | 0.0 | 1.2 | 0.0 |
| 0.300 | 6.0 | -9.9 | 434.8 |

$$A_{t_est} \text{ [cm}^2\text{]} = 6.0$$

| | | | | | |
|--------------------------|------|------|------|------|------|
| ϕ [mm] | 12 | 14 | 16 | 20 | 25 |
| n° ϕ | 6 | 4 | 3 | 2 | 2 |
| n° capas | 2 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| A_t [cm ²] | 6.8 | 6.2 | 6.0 | 6.3 | 9.8 |
| wk [mm] | 0.27 | 0.33 | 0.38 | 0.44 | 0.27 |

A la vista de los resultados hemos escogido para la armadura de la cara inferior traccionada, **3 redondos de diámetro 16mm en una capa.**

El motivo de esta elección es debido a que si ponemos barras de 12mm de diámetro hay que poner dos capas de 3 barras por lo que dificultaríamos tanto el proceso de armado como el de hormigonado y vibración.

Tampoco hemos optado por la solución de 14mm porque no se fabrican barras de dicho diámetro en España.

Observamos que el programa solo nos arma la cara traccionada de la sección por lo que ahora armaremos manualmente la cara comprimida, para esto hemos seguido el artículo 42.3 de la EHE-08 donde nos indica que:

Para vigas y muros la cuantía mínima se refiere a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

Por lo tanto, al tener un área de 6 cm² a compresión, deberemos disponer de

$$6 * 0,3 = 1,8 \text{ cm}^2$$

Haciendo uso de la fórmula siguiente sacamos el número de redondos que necesitamos a compresión:

$$A = \frac{\emptyset^2}{4} * \pi * n$$

Siendo:

A= área total de acero

Φ= diámetro de la armadura

n= número de redondos

Hay dos incógnitas en esta ecuación, el diámetro y el número de redondos, por lo que hay que suponer una de las dos y despejar la otra. En nuestro caso hemos decidido poner diámetros de 12mm por lo que:

$$1,8 = \frac{1,2^2}{4} * \pi * n$$

$$n = \frac{1,8 * 4}{1,2^2 * \pi} = 1,59 \text{ redondos}$$

Por lo tanto la cara superior la armaremos con 2 redondos de 12 mm.

8. ACCIÓN DE VIENTO EN LOS PILARES

En este apartado determinaremos las cargas producidas por la acción del viento en los pilares perimetrales de la nave ya que, el resto de cargas se obtienen a partir de las acciones que producen el peso propio de los elementos estructurales que apoyan en los pilares y de las cargas consideradas en la cubierta.

Las cargas producidas por la acción del viento se aplica directamente a los pilares ya que, en nuestro caso, la estructura de cerramiento no tiene ninguna función resistente.

La fuerza que provoca el viento en los pilares se calcula con la misma expresión del apartado 3.2.2 Viento:

$$Q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p$$

Q_e : Presión estática del viento

q_b : Presión dinámica del viento

C_e : Coeficiente de exposición

C_p : Coeficiente eólico o de presión

Presión dinámica del viento (q_b)

De forma simplificada puede adoptarse un valor de la presión dinámica en cualquier punto del territorio español de 0.5kN/m².

Pueden obtenerse valores más precisos con la siguiente expresión:

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2 \text{ donde:}$$

δ : Densidad del aire.

v_b : valor básico de la velocidad del viento

A efectos de cálculo seguiremos los datos de la figura D1 del anejo D del CTE (DB-SE-AE) donde nuestra obra se encuentra en la zona A, a la cual le corresponde un valor de presión dinámica de **0.42 kN/m²**

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

Coefficiente de exposición (Ce)

Según el DB-SE-AE (CTE) apartado D.2, para altura sobre el terreno z no mayores a 200 metros puede determinarse con la expresión:

$$C_e = F * (F + 7k)$$

$$F = k * \ln(\max(z, Z)/L)$$

Siendo k, L, Z parámetros que dependen de la zona donde se sitúa nuestra nave, según la tabla D.2 :

Tabla D.2 Coeficientes para tipo de entorno

| Grado de aspereza del entorno | Parámetro | | |
|--|-----------|-------|-------|
| | k | L (m) | Z (m) |
| I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud | 0,156 | 0,003 | 1,0 |
| II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia | 0,17 | 0,01 | 1,0 |
| III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas | 0,19 | 0,05 | 2,0 |
| IV Zona urbana en general, industrial o forestal | 0,22 | 0,3 | 5,0 |
| V Centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura | 0,24 | 1,0 | 10,0 |

En nuestro caso nos encontramos en la zona IV por lo que:

Z= 5m k=0,22 L= 0,3m

Aplicando las formulas anteriores y con los parámetros de la tabla D.2 calculamos el coeficiente de exposición donde, z=0m en el arranque del pilar hasta z= 11,3m que es la altura máxima de pilares. Los intervalos de altura serán de 1 metro hasta llegar a 10 metros que avanzaremos a 0,65 metros hasta los 11,3 metros.

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

| Altura z (m) | máx (z,Z) | F | Ce |
|--------------|-----------|-------|-------|
| 0 | 5 | 0,619 | 1,34 |
| 1 | 5 | 0,619 | 1,34 |
| 2 | 5 | 0,619 | 1,34 |
| 3 | 5 | 0,619 | 1,34 |
| 4 | 5 | 0,619 | 1,34 |
| 5 | 5 | 0,619 | 1,34 |
| 6 | 6 | 0,66 | 1,45 |
| 7 | 7 | 0,69 | 1,54 |
| 8 | 8 | 0,72 | 1,63 |
| 9 | 9 | 0,75 | 1,72 |
| 10 | 10 | 0,77 | 1,78 |
| 10,65 | 10,65 | 0,785 | 1,825 |
| 11,3 | 11,3 | 0,798 | 1,866 |

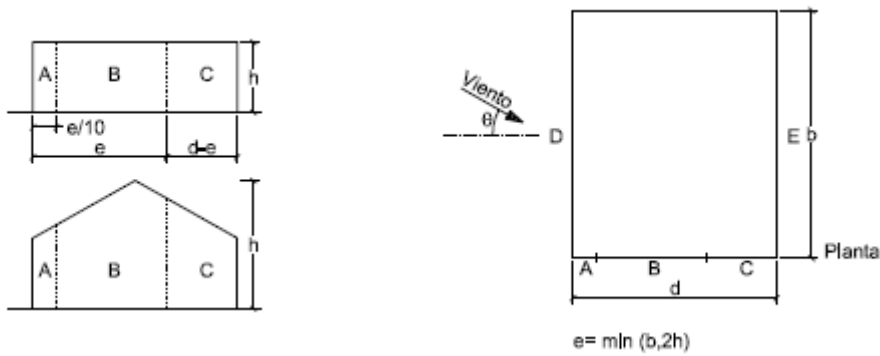
Como podemos observar en los resultados de la tabla, para los 5 primeros metros el coeficiente de exposición se mantiene constante debido a que $\text{máx}(z,Z) = 5$, hasta llegar a los 6 metros a partir de los cuales el coeficiente va aumentando hasta alcanzar su máximo en los 11,3 metros que será donde más fuerza ejercerá el viento.

Coeficiente eólico o de presión (C_p)

Este coeficiente varía según la dirección y sentido del viento al incidir en los pilares. De acuerdo con el DB-SE-AE (CTE) apartado D.3 hay que comprobar dos direcciones de viento sensiblemente ortogonales, considerando en cada una de estas direcciones los dos sentidos.

Para el cálculo del coeficiente eólico (C_p) haremos uso de la tabla D.3 para paramentos verticales:

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.



| A (m ²) | h/d | Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$ | | | | |
|------------------------|-------------|--|------|------|-----|------|
| | | A | B | C | D | E |
| ≥ 10 | 5 | -1,2 | -0,8 | -0,5 | 0,8 | -0,7 |
| | 1 | " | " | " | " | -0,5 |
| | $\leq 0,25$ | " | " | | 0,7 | -0,3 |

Donde:

A (m²) es el área de influencia del pilar que se calcula multiplicando la altura de la fachada sobre el terreno por la mitad del intereje de cada pilar colindante por lo que todas nuestras áreas serán $>10\text{m}^2$

h: altura de la fachada sobre el terreno que en nuestro caso será $h = 11,3\text{m}$

d: profundidad de la nave según la dirección y sentido del viento.

Aplicando las formulas anteriores calculamos los coeficientes de presión y succión para las direcciones y sentidos que considera el CTE. Al igual que en el apartado 3.2.2 Viento, un valor negativo significa viento actuando a succión.

| Dirección y sentido | Profundidad (d) | Altura (h) | h/d | Ce (p) | Ce(s) |
|---------------------|-----------------|------------|------------|--------|--------|
| X+ | 26 | 11,3 | 0,43461538 | 0,724 | -0,348 |
| Y+ | 60 | 11,3 | 0,18833333 | 0,7 | -0,3 |

Debido a que en la dirección X+ el valor h/d esta entre 0,25 y 1 hemos interpolado para obtener los valores tanto de presión como de succión que aparecen en la tabla.

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

CUADROS RESUMEN DE CARGAS POR VIENTO

Dirección X+

| Altura | Ce | Cp(p) | Cp(s) | qb | qe=qb*Ce*Cp |
|--------|-------|-------|--------|------|---------------------------|
| 0-5 | 1,336 | 0,724 | -0,348 | 0,42 | 0,40625088 -0,19526976 |
| 6 | 1,45 | 0,724 | -0,348 | 0,42 | 0,440916 -0,211932 |
| 7 | 1,54 | 0,724 | -0,348 | 0,42 | 0,4682832 -0,2250864 |
| 8 | 1,63 | 0,724 | -0,348 | 0,42 | 0,4956504 -0,2382408 |
| 9 | 1,72 | 0,724 | -0,348 | 0,42 | 0,5230176 -0,2513952 |
| 10 | 1,78 | 0,724 | -0,348 | 0,42 | 0,5412624 -0,2601648 |
| 10,65 | 1,825 | 0,724 | -0,348 | 0,42 | 0,554946 -0,266742 |
| 11,3 | 1,866 | 0,724 | -0,348 | 0,42 | 0,56741328 -0,27273456 |

Dirección Y+

| Altura | Ce | Cp(p) | Cp(s) | qb | qe=qb*Ce*Cp |
|--------|-------|-------|-------|------|-----------------------|
| 0-5 | 1,336 | 0,7 | -0,3 | 0,42 | 0,392784 -0,168336 |
| 6 | 1,45 | 0,7 | -0,3 | 0,42 | 0,4263 -0,1827 |
| 7 | 1,54 | 0,7 | -0,3 | 0,42 | 0,45276 -0,19404 |
| 8 | 1,63 | 0,7 | -0,3 | 0,42 | 0,47922 -0,20538 |
| 9 | 1,72 | 0,7 | -0,3 | 0,42 | 0,50568 -0,21672 |
| 10 | 1,78 | 0,7 | -0,3 | 0,42 | 0,52332 -0,22428 |
| 10,65 | 1,825 | 0,7 | -0,3 | 0,42 | 0,53655 -0,22995 |
| 11,3 | 1,866 | 0,7 | -0,3 | 0,42 | 0,548604 -0,235116 |

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

En los cuadros resumen anteriores podemos ver todas las cargas del viento tanto a presión (valor positivos) como a succión (valores negativos). La última columna nos expresa la carga en kN/m^2 dependiendo de la altura en la que nos encontremos entre 0 y 11,3 metros.

Esfuerzos del viento para cada grupo de pilares

A continuación calcularemos qué esfuerzos provoca el viento en cada grupo de pilares de nuestra nave.

Tenemos 4 grupos de pilares los cuales son:

Grupo 1: Los dos pilares con más altura situados en el centro del pórtico piñón. (P13 y P3)

Grupo 2: Los cuatro pilares de altura intermedia situados a 6,5 metros a cada lado de los pilares del grupo 1. (P2 ,P4,P12 Y P14)

Grupo 3: Los cuatro pilares extremos de los pórticos piñón. (P1, P5,P15,P11)

Grupo4: El resto de pilares perimetrales de 10 metros. (P16-P20 y P6-P10)

Grupo 1

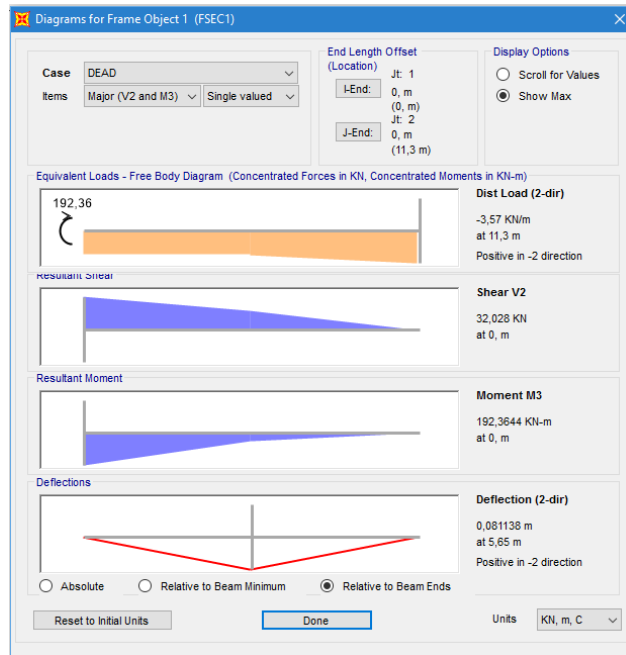
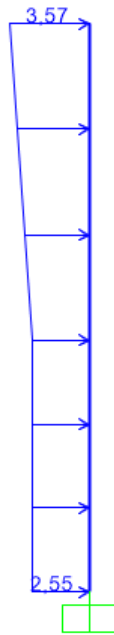
Dirección X

Debido a que el viento en la dirección X y sentido + y/o – no incide sobre los pilares del grupo 1, no se tendrá en cuenta.

Dirección Y+

Cuando el viento sople en dirección Y con sentido + el pilar tendrá una carga constante, distribuida desde el arranque hasta los 5 metros de altura y desde los 5 metros hasta la coronación se incrementará la carga quedando de la siguiente forma:

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

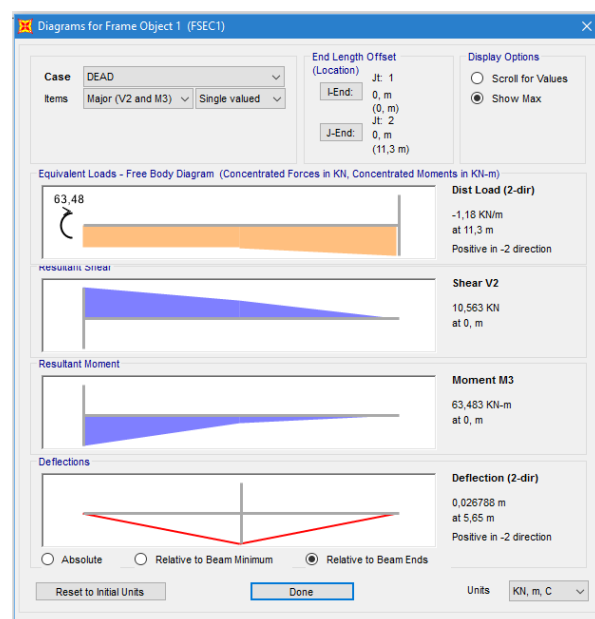
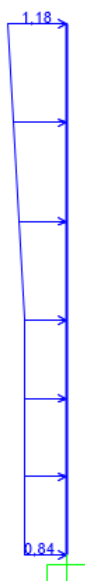


Los valores se obtienen del cuadro resumen de la dirección Y+ multiplicándolos por el ancho tributario que le corresponde al pilar (6,5 metros).

Tenemos un flector máximo de 192,36 kN*m con un cortante de 32,03 kN.

Dirección Y-

A partir de ahora todas las cargas se obtendrán de la misma forma que en el ejemplo anterior, escogiendo para cada dirección y sentido sus valores correspondientes de los cuadros resumen anteriores y multiplicándolos por el ancho tributario que le corresponde a cada pilar.



$$M = 63,48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

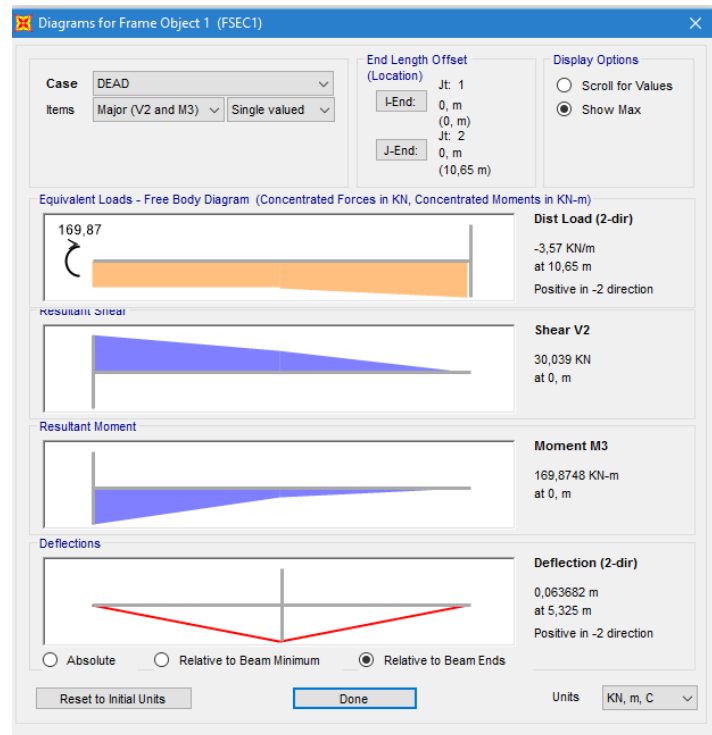
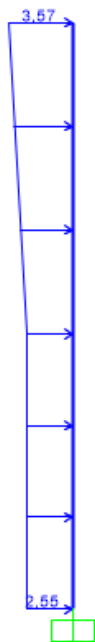
$$V=10,56 \text{ kN}$$

Grupo 2

Dirección X

Debido a que el viento en la dirección X y sentido + y/o – no incide sobre los pilares del grupo 2, no se tendrá en cuenta.

Dirección Y+

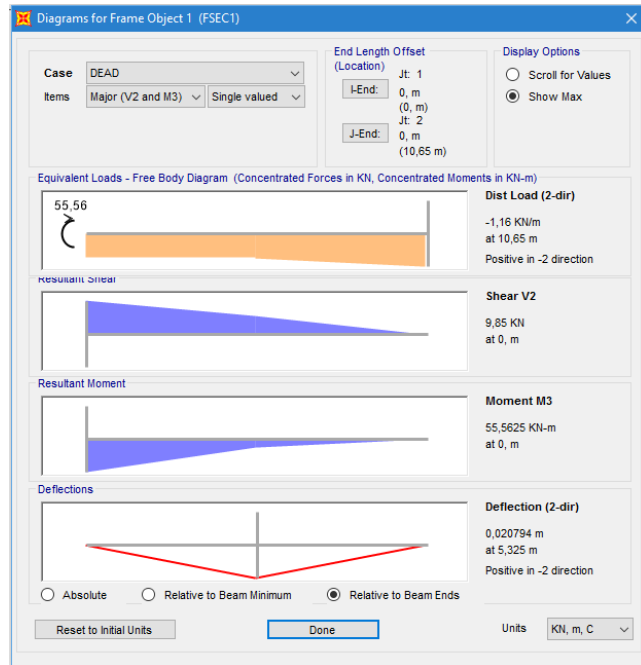
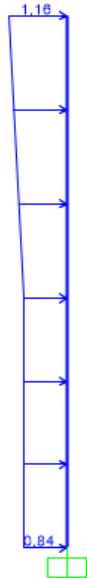


$$M= 169,87\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$V= 30,04 \text{ kN}$$

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

Dirección Y-



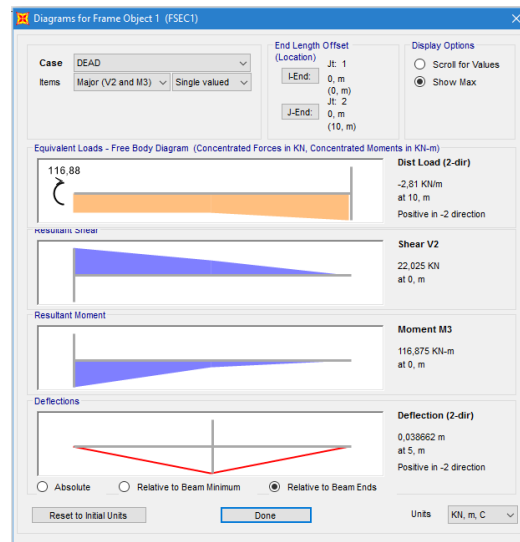
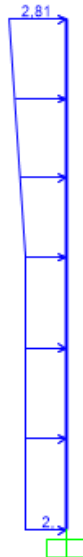
$$M = 55,56 \text{ kN}\cdot\text{m}$$
$$V = 9,85 \text{ kN}$$

Grupo 3

Dado que están en las cuatro esquinas de la nave, a estos pilares les afecta el viento tanto en dirección X como en dirección Y, con un ancho tributario de $6,5/2 = 3,25$ metros para la dirección Y en ambos sentidos (+, -) y con $10/2 = 5$ metros para la dirección X en ambos sentidos.

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

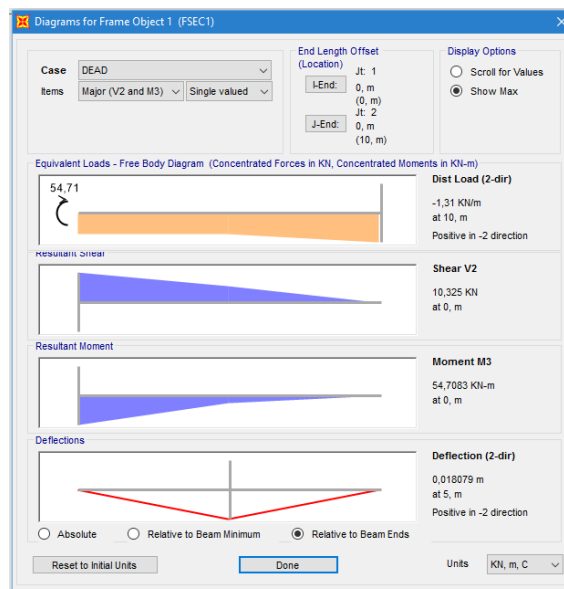
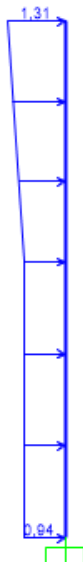
Dirección X+



$$M=116,88 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V=22,03 \text{ kN}$$

Dirección X-

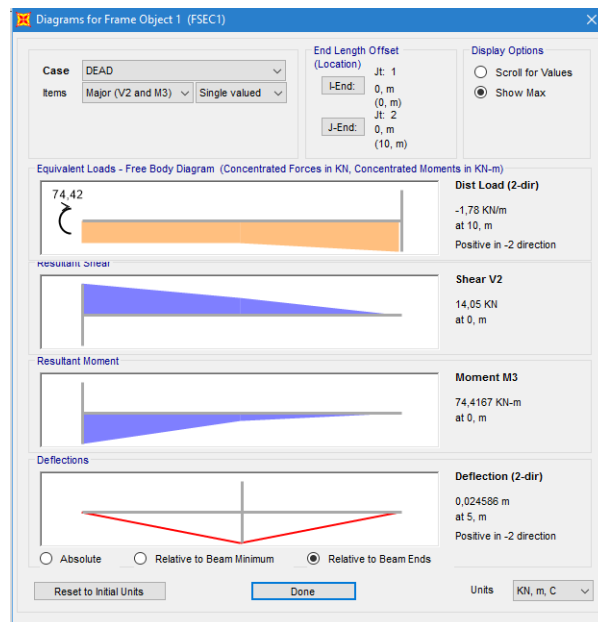
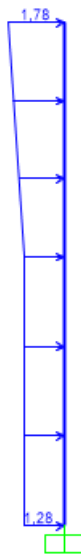


$$M= 54,71 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V= 10,33 \text{ kN}$$

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

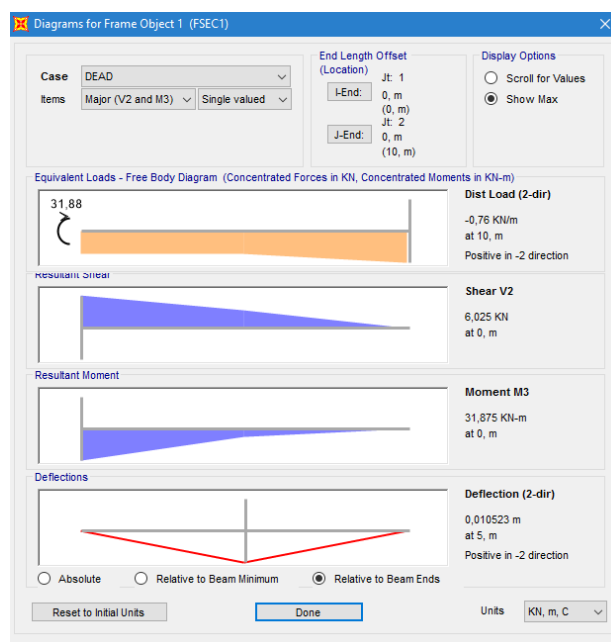
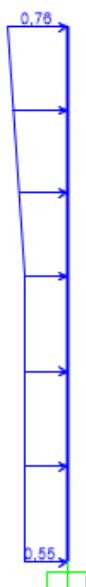
Dirección Y+



$$M = 74,42 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V = 14,05 \text{ kN}$$

Dirección Y-



$$M = 31,88 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

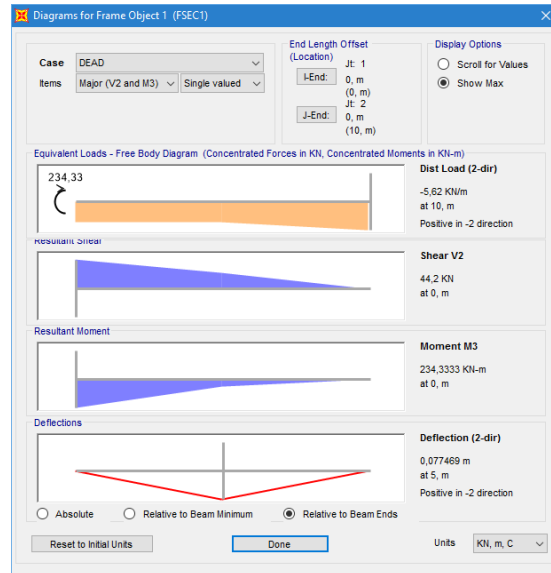
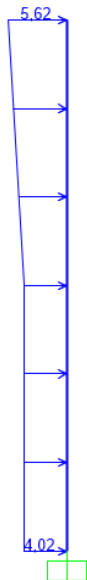
$$V = 6,03 \text{ kN}$$

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

Grupo 4

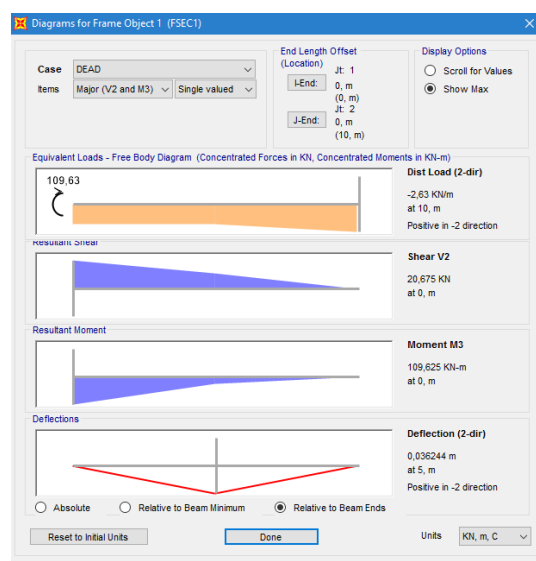
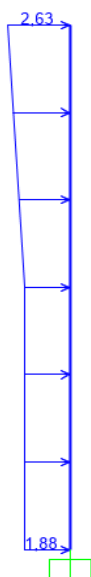
En este grupo de pilares multiplicaremos los datos de los cuadros resumen por 10 metros de ancho tributario.

Dirección X+



$$M = 234,33 \text{ kN}\cdot\text{m}$$
$$V = 44,2 \text{ kN}$$

Dirección X-



$$M = 109,63 \text{ kN}\cdot\text{m}$$
$$V = 20,68 \text{ kN}$$

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

Dirección Y

Debido a que el viento en la dirección “Y” y sentido + y/o – no incide sobre los pilares del grupo 4, no se tendrá en cuenta.










9. DIMENSIONADO DE PILARES

Para el dimensionado de los pilares hemos utilizado el programa informático CYPE 3D. Metiendo nuestra estructura completa con todas sus cargas calculadas en los apartados anteriores.

Como podemos observar el programa también arma de forma distinta los pilares de cada grupo debido a que están sometidos a esfuerzos diferentes dependiendo de su altura y disposición en planta.

GRUPO 1

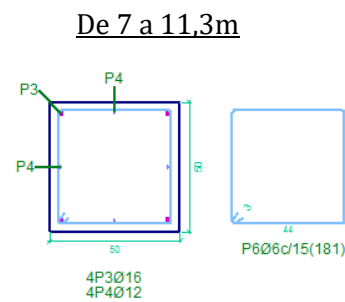
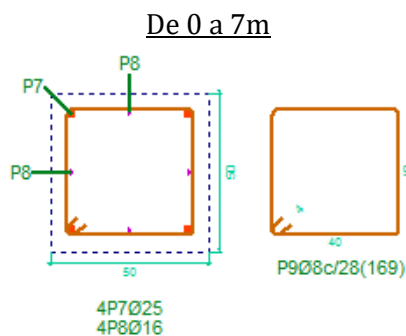
Estos dos pilares serán los más fuertemente armados por ser los que mayor altura tienen.

| | Dimensión | | Armado longitudinal | | | | | | Armado transversal | | As/Ac (%) | | |
|---|-----------|--------|---------------------|-----|--------|-----|--------|-----|---|--|-----------|---|--|
| | X (cm) | Y (cm) | Esquinas | | Cara X | | Cara Y | | Cercos | Separación | | | |
|  | 50 | 50 | 4 | Ø16 | 2 | Ø12 | 2 | Ø12 |  | Ø6  | 10 | 0.5 |  |
| | | | | | | | | | | 15 | | | |
| | | | | | | 4 | Ø25 | 2 | Ø16 | 2 | Ø16 |  | Ø8  |
| | | | | | | | | | | 6 | | | |
| | | | 4 | Ø25 | 2 | Ø16 | 2 | Ø16 |  | Ø8  | 3 | 1.1 |  |

Como podemos observar el CYPE 3D ha dimensionado un pilar de 50x50cm con 4 barras de diámetro 25mm en las esquinas que llegan hasta los 7 metros y otras 4 barras hasta la coronación de 16mm de diámetro.





Tanto en la cara X como en la cara Y hay dos barras del 16 hasta los 7 metros y 2 barras del 12 hasta la coronación.

En cuanto a la armadura transversal tendremos cercos de 8 mm los 7 primeros metros a las separaciones indicadas en cuadro y cercos de 6 mm a partir de los 7 metros hasta el final.



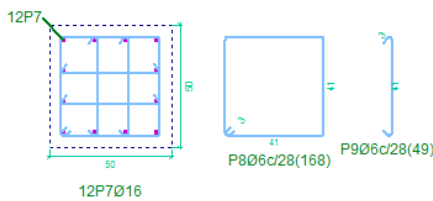
Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

GRUPO 2

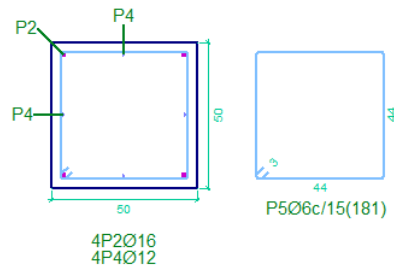
| | Dimensión | | Armado longitudinal | | | | Armado transversal | | As./Ac (%) | | | |
|---|-----------|--------|---------------------|-----|--------|--------|--------------------|------------|---|----|-----|---|
| | X (cm) | Y (cm) | Esquinas | | Cara X | Cara Y | Cercos | Separación | | | | |
|  | 50 | 50 | 4 | Ø16 | 2 | Ø12 | 2 | Ø12 |  | 10 | 0.5 | ✓ |
| | | | | | | | | | 15 | | | |
| | | | | | | 4 | Ø16 | 4 | Ø16 | 4 | Ø16 |  |
| | | | | | | | | | | 6 | | |
| | | | 4 | Ø16 | 4 | Ø16 | 4 | Ø16 |  | 3 | 1 | ✓ |

Misma sección de hormigón pero con menor armado en esquinas y mayor armado longitudinal en las caras X e Y.








De 0 a 7 m



De 7 a 10.65m



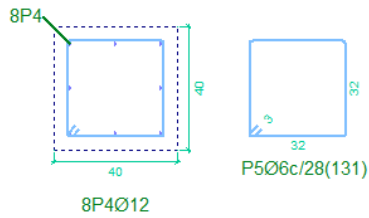
GRUPO 3

| Dimensión | | | Armado longitudinal | | | | | Armado transversal | | As./Ac (%) | | | |
|---|--------|----|---------------------|-----|--------|-----|--------|--------------------|---|--|----|-----|---|
| X (cm) | Y (cm) | | Esquinas | | Cara X | | Cara Y | | Cercos | Separación | | | |
|  | 40 | 40 | 4 | Ø12 | 2 | Ø12 | 2 | Ø12 |  | 06  | 10 | 0.6 | ✓ |
| | | | 4 | Ø12 | 2 | Ø12 | 2 | Ø12 |  | 06  | 15 | | |
| | | | | | | | | | | 6 | | 0.6 | ✓ |
| | | | 4 | Ø12 | 2 | Ø12 | 2 | Ø12 |  | 06  | 3 | 0.6 | ✓ |

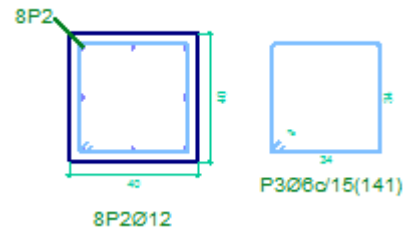
En el grupo 3 observamos que ha reducido la sección de hormigón a una de 40x40cm y también menor armado tanto longitudinal como transversal.

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.





De 0 a 7m



De 7 a 10m

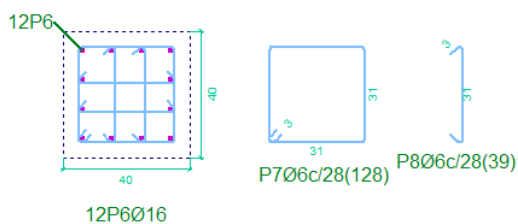


GRUPO 4

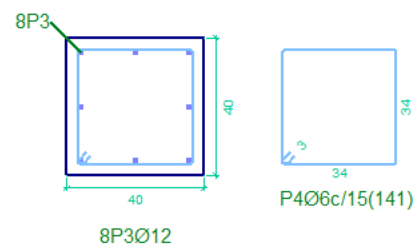
| | Dimensión | | Armado longitudinal | | | | | Armado transversal | | As/Ac (%) | | |
|---|-----------|--------|---------------------|-----|--------|-----|--------|--------------------|--|-----------|-----|---|
| | X (cm) | Y (cm) | Esquinas | | Cara X | | Cara Y | Cercos | Separación | | | |
|  | 40 | 40 | 4 | Ø12 | 2 | Ø12 | 2 | Ø12 | Ø6  | 10 15 | 0.6 | ✓ |
| | | | 4 | Ø16 | 4 | Ø16 | 4 | Ø16 | Ø6  | 20 6 | 1.5 | ✓ |
| | | | 4 | Ø16 | 4 | Ø16 | 4 | Ø16 | Ø6  | 3 | 1.5 | ✓ |

Por último el grupo 4, sigue siendo de 40x40cm pero con más armadura longitudinal que el grupo 3 debido a que el ancho tributario es mayor y por lo tanto recibe mayor carga de viento.

De 0 a 7m



De 7 a 10m



En el apartado de los planos se detallarán mejor el armado de cimentación, anclajes, solapes y longitudes de barras.

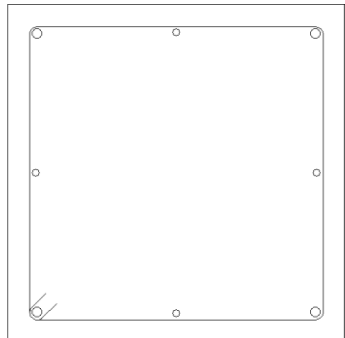
Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de "El Villar del Arzobispo" (Valencia). Sala de prensas.

A modo de ejemplo, vamos a incluir la comprobación del grupo 1 de pilares ya que son demasiado extensas.

En dicha comprobación se analizan aspectos importantes como:

- Disposiciones relativas a las armaduras.
- Armadura mínima y máxima según EHE-08.
- Estados límite de agotamiento (cortante, solicitaciones normales).

TRAMO 1 (7 - 11.3 M)

| Datos del pilar | |
|--|-----------------------------------|
|  | Geometría |
| | Dimensiones : 50x50 cm |
| | Tramo : 0.000/11.300 m |
| | Altura libre : 11.30 m |
| | Recubrimiento geométrico : 3.0 cm |
| | Tamaño máximo de árido : 15 mm |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Dimensiones mínimas

La dimensión mínima del soporte (b_{min}) debe cumplir la siguiente condición (Artículo 54):

$$500.00 \text{ mm} \geq 250.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Armadura longitudinal

La distancia libre d_i , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$$192 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

s_{min} : 20 mm

s_1 : 20 mm

s_2 : 19 mm

s_3 : 16 mm

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

d_a : 15 mm

\emptyset_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

\emptyset_{max} : 16 mm

La separación entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser de 350 mm como máximo (Artículo 54):

206 mm \leq 350 mm ✓

El diámetro de la barra comprimida más delgada no será inferior a 12 mm (Artículo 54):

12 mm \geq 12 mm ✓

Estribos

La distancia libre d_l , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

144 mm \geq 20 mm ✓

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

s_{min} : 20 mm

s_1 : 20 mm

s_2 : 19 mm

s_3 : 6 mm

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

d_a : 15 mm

\emptyset_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

\emptyset_{max} : 6 mm

Para poder tener en cuenta las armaduras pasivas en compresión, es necesario que vayan sujetas por cercos o estribos cuya separación s_t y diámetro \emptyset_t cumplan (Artículo 42.3.1):

150 mm \leq 180 mm ✓

150 mm \leq 500 mm ✓

Donde:

\emptyset_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

\emptyset_{min} : 12 mm

b_{min} : Dimensión mínima de la sección.

b_{min} : 500.00 mm

6 mm \geq 4 mm ✓

Donde:

\emptyset_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

\emptyset_{max} : 16 mm

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

Cuantía geométrica mínima de armadura principal (Artículo 42.3.5)

La cuantía geométrica de armadura principal ρ_l en pilares con barras de acero $f_{yk}=500.00$ MPa debe cumplir:

$$0.0050 \geq 0.0040 \quad \checkmark$$

Armadura longitudinal mínima para secciones en compresión simple o compuesta (Artículo 42.3.3)

En secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras principales deben cumplir la siguiente limitación:

$$502.66 \text{ kN} \geq 11.82 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{12.57} \text{ cm}^2$$

$f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión.

$$f_{yc,d} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{118.21} \text{ kN}$$

Armadura longitudinal máxima para secciones en compresión simple o compuesta (Artículo 42.3.3)

En secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras principales deben cumplir la siguiente limitación:

$$502.66 \text{ kN} \leq 5000.00 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{12.57} \text{ cm}^2$$

$f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión.

$$f_{yc,d} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.018} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{rd1,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,y} : \underline{21.11} \text{ kN}$$

$V_{u1,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1,y} : \underline{1180.37} \text{ kN}$$

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de "El Villar del Arzobispo" (Valencia). Sala de prensas.

$$\eta : \underline{0.161} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{rd2,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,y} : \underline{21.11} \text{ kN}$$

$V_{u2,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u2,y} : \underline{130.76} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p^{és}imos se producen en '7 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM1+1.5·y+".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} : \underline{1180.37} \text{ kN}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-0.60} \text{ MPa}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{84.51} \text{ kN}$$

A_c: Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s: Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{5.15} \text{ cm}^2$$

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{454.55} \text{ MPa}$$

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{12.00} \text{ MPa}$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{393.46} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p^{és}imos se producen en '7 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM1+1.5·y+".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de "El Villar del Arzobispo" (Valencia). Sala de prensas.

$$V_{u2} : \underline{100.74} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} : \underline{130.76} \text{ kN}$$

Donde:

| | |
|---|---|
| b₀ : Anchura neta mínima del elemento. | b₀ : <u>500.00</u> mm |
| d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. | d : <u>393.46</u> mm |
| γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón. | γ_c : <u>1.5</u> |
| ξ : Coeficiente que depende del canto útil 'd'. | ξ : <u>1.71</u> |

| | |
|---|--|
| f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm ² . | f_{cv} : <u>30.00</u> MPa |
|---|--|

| | |
|---|--|
| f_{ck} : Resistencia característica del hormigón. | f_{ck} : <u>30.00</u> MPa |
| σ'_{cd} : Tensión axial efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras. | σ'_{cd} : <u>0.34</u> MPa |

| | |
|--|---|
| N_d : Esfuerzo normal de cálculo. | N_d : <u>84.51</u> kN |
| A_c : Área total de la sección de hormigón. | A_c : <u>2500.00</u> cm ² |
| f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. | f_{cd} : <u>20.00</u> MPa |
| ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción. | ρ_l : <u>0.0038</u> |

| | |
|--|--|
| A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción. | A_s : <u>7.41</u> cm ² |
|--|--|

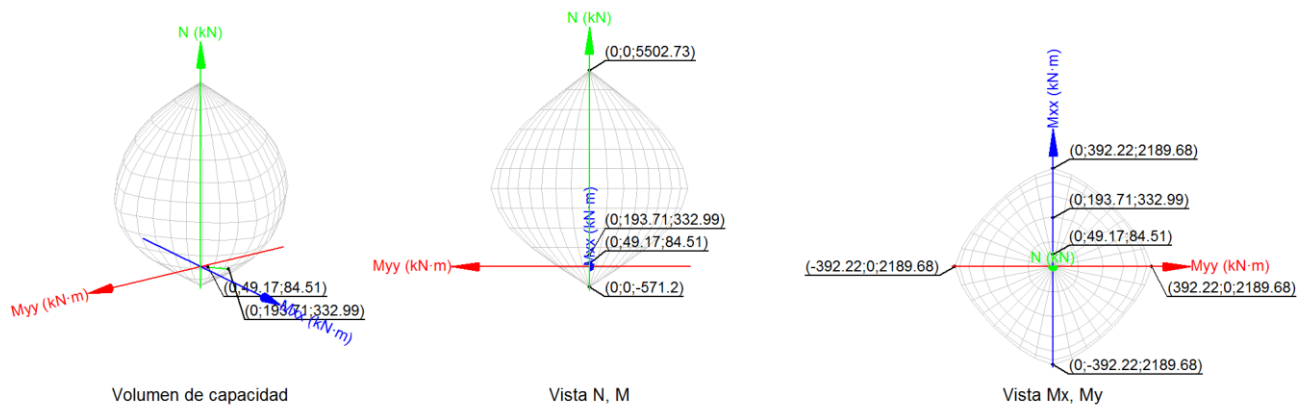
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '7 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM1+1.5·y+".

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.254} \quad \checkmark$$

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de "El Villar del Arzobispo" (Valencia). Sala de prensas.



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$\begin{aligned} N_{ed} &: 84.51 \text{ kN} \\ M_{ed,x} &: 49.17 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{ed,y} &: 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$\begin{aligned} N_{Rd} &: 332.99 \text{ kN} \\ M_{Rd,x} &: 193.71 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Donde:

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 42.2.1.

$$\begin{aligned} e_{e,x} &: 0.00 \text{ mm} \\ e_{e,y} &: 581.75 \text{ mm} \end{aligned}$$

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ es superior a la mínima.

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} : 25.00 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : 500.00 \text{ mm}$$

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

$$e_0 : \underline{581.75} \text{ mm}$$

Donde:

M_d: Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{49.17} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{84.51} \text{ kN}$$

En el eje y:

$$e_{min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{0.00} \text{ mm}$$

Donde:

M_d: Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{84.51} \text{ kN}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda : \underline{78.29}$$

Donde:

l₀: Longitud de pandeo.

$$l_0 : \underline{11.300} \text{ m}$$

i_c: Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

A_c: Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

I: Inercia.

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} : \underline{100.00}$$

Donde:

e₂: Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

$$e_2 : \underline{581.75} \text{ mm}$$

e₁: En estructuras traslacionales es igual a e₂.

$$e_1 : \underline{581.75} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

$$C : \underline{0.22}$$

v: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v : \underline{0.02}$$

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

| | | | |
|---|-------------------------|----------------|-----------------|
| N_d : Esfuerzo normal de cálculo. | N_d : | <u>84.51</u> | kN |
| f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. | f_{cd} : | <u>20.00</u> | MPa |
| A_c : Área total de la sección de hormigón. | A_c : | <u>2500.00</u> | cm ² |

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda : \underline{78.29}$$

Donde:

| | | | |
|---|------------------------|------------------|-----------------|
| l₀ : Longitud de pandeo. | l₀ : | <u>11.300</u> | m |
| i_c : Radio de giro de la sección de hormigón. | i_c : | <u>14.43</u> | cm |
| A_c : Área total de la sección de hormigón. | A_c : | <u>2500.00</u> | cm ² |
| I : Inercia. | I : | <u>520833.33</u> | cm ⁴ |

$$\lambda_{inf} : \underline{100.00}$$

Donde:

| | | | |
|--|------------------------|---------------|----|
| e₂ : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva. | e₂ : | <u>25.00</u> | mm |
| e₁ : En estructuras traslacionales es igual a e ₂ . | e₁ : | <u>25.00</u> | mm |
| h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado. | h : | <u>500.00</u> | mm |
| C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras. | C : | <u>0.22</u> | |
| v : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte. | v : | <u>0.02</u> | |

| | | | |
|---|-------------------------|----------------|-----------------|
| N_d : Esfuerzo normal de cálculo. | N_d : | <u>84.51</u> | kN |
| f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. | f_{cd} : | <u>20.00</u> | MPa |
| A_c : Área total de la sección de hormigón. | A_c : | <u>2500.00</u> | cm ² |

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

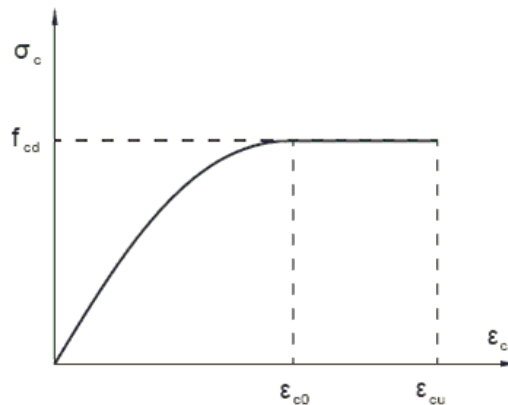
- (a) El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- (b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

(c) Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.

(d) Diagramas de cálculo.

(i) El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 20.00 MPa

ε_{cd} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

ε_{cd} : 0.0020

ε_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

ε_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

α_{cc} : 1.00

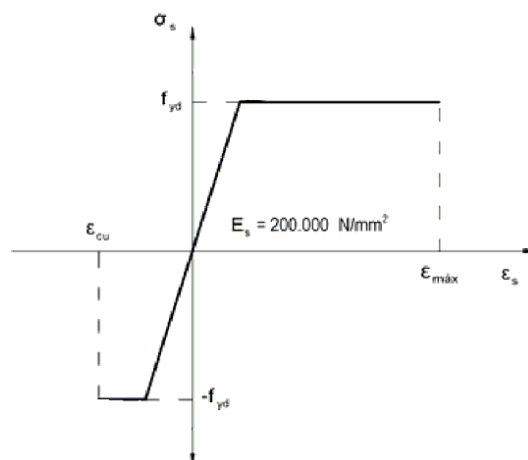
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

f_{ck} : 30.00 MPa

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

γ_c : 1.5

(ii) Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 454.55 MPa

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

ϵ_{\max} : Deformación máxima del acero en tracción.

ϵ_{\max} : 0.0100

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

ϵ_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

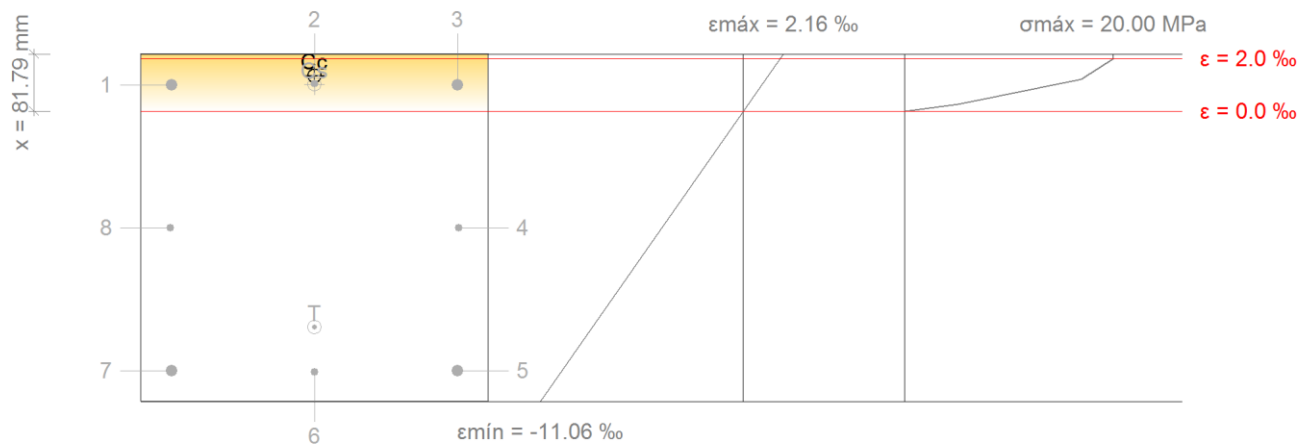
f_{yk} : 500.00 MPa

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

γ_s : 1.10

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



| Barra | Designación | Coord. X (mm) | Coord. Y (mm) | σ_s (MPa) | ϵ |
|-------|-------------|---------------|---------------|------------------|------------|
| 1 | Ø16 | -206.00 | 206.00 | +199.88 | +0.000999 |
| 2 | Ø12 | 0.00 | 208.00 | +210.46 | +0.001052 |
| 3 | Ø16 | 206.00 | 206.00 | +199.88 | +0.000999 |
| 4 | Ø12 | 208.00 | 0.00 | -454.55 | -0.004449 |
| 5 | Ø16 | 206.00 | -206.00 | -454.55 | -0.009897 |
| 6 | Ø12 | 0.00 | -208.00 | -454.55 | -0.009950 |
| 7 | Ø16 | -206.00 | -206.00 | -454.55 | -0.009897 |
| 8 | Ø12 | -208.00 | 0.00 | -454.55 | -0.004449 |

| | Resultante (kN) | e.x (mm) | e.y (mm) |
|----|-----------------|----------|----------|
| Cc | 565.81 | 0.00 | 218.90 |
| Cs | 104.18 | 0.00 | 206.46 |
| T | 337.01 | 0.00 | -143.46 |

N_{Rd} : 332.99 kN

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de "El Villar del Arzobispo" (Valencia). Sala de prensas.

M_{Rd,x} : 193.71 kN·m

M_{Rd,y} : 0.00 kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_c : 565.81 kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

C_s : 104.18 kN

T: Resultante de tracciones en el acero.

T : 337.01 kN

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cc,x} : 0.00 mm

e_{cc,y} : 218.90 mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs,x} : 0.00 mm

e_{cs,y} : 206.46 mm

e_t: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{t,x} : 0.00 mm

e_{t,y} : -143.46 mm

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{cmax} : 0.0022

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

ε_{smax} : 0.0099

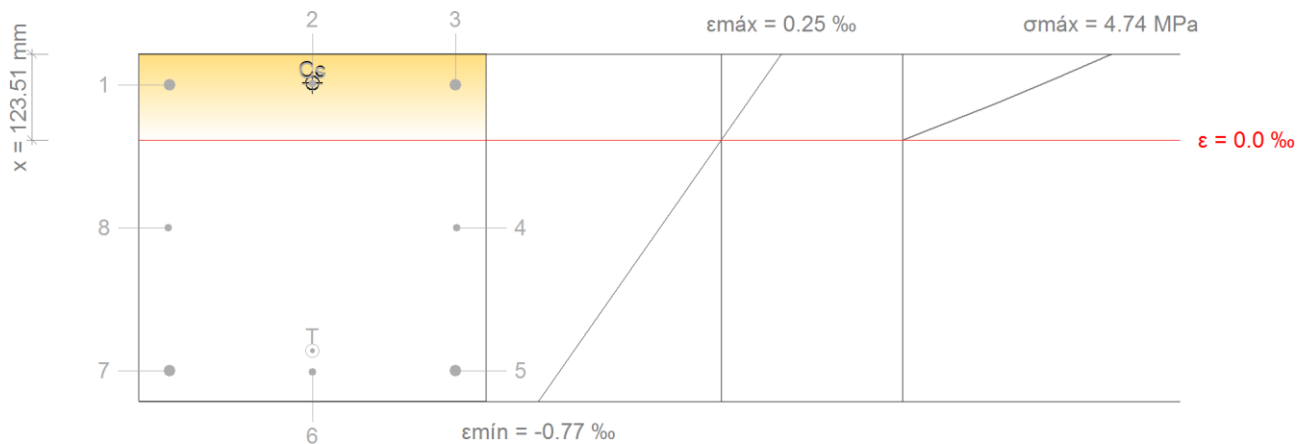
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{cmax} : 20.00 MPa

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

σ_{smax} : 454.55 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



| Barra | Designación | Coord. X (mm) | Coord. Y (mm) | σ _s (MPa) | ε |
|-------|-------------|---------------|---------------|----------------------|-----------|
| 1 | Ø16 | -206.00 | 206.00 | +32.57 | +0.000163 |
| 2 | Ø12 | 0.00 | 208.00 | +33.39 | +0.000167 |
| 3 | Ø16 | 206.00 | 206.00 | +32.57 | +0.000163 |
| 4 | Ø12 | 208.00 | 0.00 | -51.81 | -0.000259 |
| 5 | Ø16 | 206.00 | -206.00 | -136.19 | -0.000681 |
| 6 | Ø12 | 0.00 | -208.00 | -137.01 | -0.000685 |
| 7 | Ø16 | -206.00 | -206.00 | -136.19 | -0.000681 |
| 8 | Ø12 | -208.00 | 0.00 | -51.81 | -0.000259 |

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

| | Resultante (kN) | e.x (mm) | e.y (mm) |
|----|----------------------------|---------------------|---------------------|
| Cc | 149.62 | 0.00 | 208.38 |
| Cs | 16.87 | 0.00 | 206.45 |
| T | 81.98 | 0.00 | -176.93 |

$$N_{ed} : \underline{84.51} \text{ kN}$$

$$M_{ed,x} : \underline{49.17} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_t: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$C_c : \underline{149.62} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{16.87} \text{ kN}$$

$$T : \underline{81.98} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{208.38} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{206.45} \text{ mm}$$

$$e_{t,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{t,y} : \underline{-176.93} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0003}$$

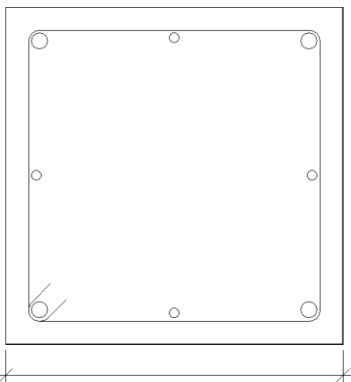
$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0007}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{4.74} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{137.01} \text{ MPa}$$

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de "El Villar del Arzobispo" (Valencia). Sala de prensas.

TRAMO 2 (0 - 7 M)

| Datos del pilar | | |
|---|-----------------------------|----------------------|
|  <p>50</p> | Geometría | |
| | Dimensiones | : 50x50 cm |
| | Tramo | : 0.000/11.300 m |
| | Altura libre | : 11.30 m |
| | Recubrimiento geométrico | : 3.0 cm |
| | Tamaño máximo de árido | : 15 mm |
| | Materiales | Longitud de pandeo |
| | Hormigón : HA-30, $Y_c=1.5$ | Plano ZX : 11.30 m |
| | Acero : B 500 SD, $Y_s=1.1$ | Plano ZY : 11.30 m |
| | Armadura longitudinal | Armadura transversal |
| Esquina : 4Ø25 | Estribos : 1eØ8 | |
| Cara X : 2Ø16 | Separación : 6 - 20 cm | |
| Cara Y : 2Ø16 | | |
| Cuantía : 1.11 % | | |

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Dimensiones mínimas

La dimensión mínima del soporte (b_{min}) debe cumplir la siguiente condición (Artículo 54):

$$500.00 \text{ mm} \geq 250.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Armadura longitudinal

La distancia libre d_l , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$$179 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{min} : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{25} \text{ mm}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

$$d_a : \underline{15} \text{ mm}$$

\varnothing_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\varnothing_{max} : \underline{25} \text{ mm}$$

La separación entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser de 350 mm como máximo (Artículo 54):

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de "El Villar del Arzobispo" (Valencia). Sala de prensas.

$$200 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

El diámetro de la barra comprimida más delgada no será inferior a 12 mm (Artículo 54):

$$16 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Estribos

La distancia libre d_l , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{\min} (Artículo 69.4.1.1):

$$52 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{\min} : Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{\min} : \quad 20 \quad \text{mm}$$

$$s_1 : \quad 20 \quad \text{mm}$$

$$s_2 : \quad 19 \quad \text{mm}$$

$$s_3 : \quad 8 \quad \text{mm}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

$$d_a : \quad 15 \quad \text{mm}$$

\emptyset_{\max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$\emptyset_{\max} : \quad 8 \quad \text{mm}$$

Para poder tener en cuenta las armaduras pasivas en compresión, es necesario que vayan sujetas por cercos o estribos cuya separación s_t y diámetro \emptyset_t cumplan (Artículo 42.3.1):

$$60 \text{ mm} \leq 240 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$60 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

\emptyset_{\min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\emptyset_{\min} : \quad 16 \quad \text{mm}$$

b_{\min} : Dimensión mínima de la sección.

$$b_{\min} : \quad 500.00 \quad \text{mm}$$

$$8 \text{ mm} \geq 6.3 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

\emptyset_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\emptyset_{\max} : \quad 25 \quad \text{mm}$$

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

Cuantía geométrica mínima de armadura principal (Artículo 42.3.5)

La cuantía geométrica de armadura principal ρ_l en pilares con barras de acero $f_{yk}=500.00$ MPa debe cumplir:

$$0.0111 \geq 0.0040 \quad \checkmark$$

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de "El Villar del Arzobispo" (Valencia). Sala de prensas.

Armadura longitudinal mínima para secciones en compresión simple o compuesta (Artículo 42.3.3)

En secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras principales deben cumplir la siguiente limitación:

$$1107.10 \text{ kN} \geq 17.43 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{27.68} \text{ cm}^2$$

$f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión.

$$f_{yc,d} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{174.33} \text{ kN}$$

Armadura longitudinal máxima para secciones en compresión simple o compuesta (Artículo 42.3.3)

En secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras principales deben cumplir la siguiente limitación:

$$1107.10 \text{ kN} \leq 5000.00 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{27.68} \text{ cm}^2$$

$f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión.

$$f_{yc,d} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.040} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{rd1,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,y} : \underline{47.85} \text{ kN}$$

$V_{u1,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1,y} : \underline{1198.37} \text{ kN}$$

$$\eta : \underline{0.349} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{rd2,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,y} : \underline{47.85} \text{ kN}$$

$V_{u2,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u2,y} : \underline{137.16} \text{ kN}$$

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de "El Villar del Arzobispo" (Valencia). Sala de prensas.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM1+1.5·y+".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} : \underline{1198.37} \text{ kN}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axial.

$$K : \underline{1.00}$$

σ'_{cd} : Tensión axial efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-1.65} \text{ MPa}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{126.08} \text{ kN}$$

A_c: Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s: Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{11.83} \text{ cm}^2$$

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{454.55} \text{ MPa}$$

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{12.00} \text{ MPa}$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{399.46} \text{ mm}$$

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM1+1.5·y+".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} : \underline{132.84} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} : \underline{137.16} \text{ kN}$$

Donde:

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de "El Villar del Arzobispo" (Valencia). Sala de prensas.

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

d : 399.46 mm

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

γ_c : 1.5

ξ : Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

ξ : 1.71

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

f_{cv} : 30.00 MPa

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

f_{ck} : 30.00 MPa

σ'_{cd} : Tensión axial efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

σ'_{cd} : 0.50 MPa

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

N_d : 126.08 kN

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 2500.00 cm²

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 20.00 MPa

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

ρ_l : 0.0079

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

A_s : 15.85 cm²

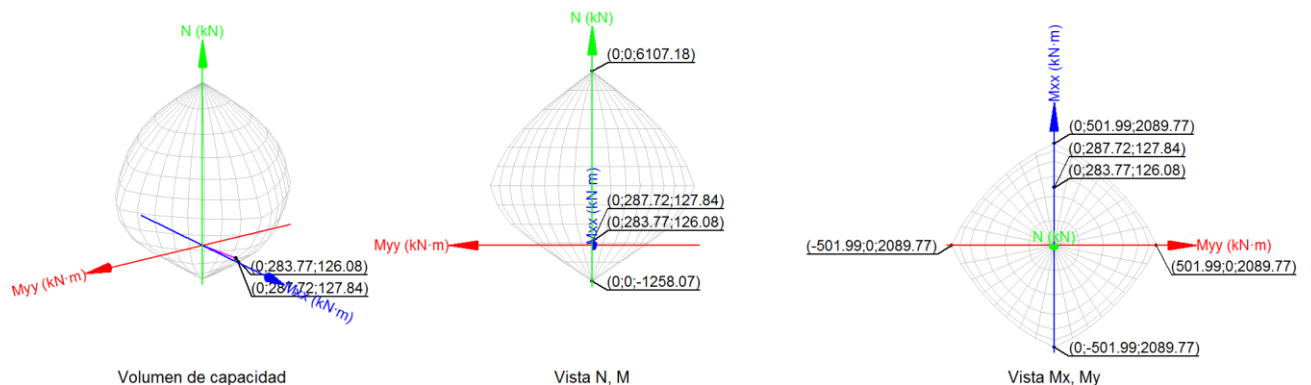
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM1+1.5·y+".

Se debe satisfacer:

η : 0.986 ✓

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$N_{ed} : \underline{126.08} \text{ kN}$$

$$M_{ed,x} : \underline{283.77} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{127.84} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{287.72} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 42.2.1.

$$e_{e,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \underline{2250.65} \text{ mm}$$

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ es superior a la mínima.

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

$$e_0 : \underline{2250.65} \text{ mm}$$

Donde:

M_d: Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{283.77} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{126.08} \text{ kN}$$

En el eje y:

$$e_{\min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{0.00} \text{ mm}$$

Donde:

M_d: Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{126.08} \text{ kN}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda : \underline{78.29}$$

Donde:

l₀: Longitud de pandeo.

$$l_0 : \underline{11.300} \text{ m}$$

i_c: Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

A_c: Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

I: Inercia.

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{\inf} : \underline{100.00}$$

Donde:

e₂: Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

$$e_2 : \underline{2250.65} \text{ mm}$$

e₁: En estructuras traslacionales es igual a e₂.

$$e_1 : \underline{2250.65} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

$$C : \underline{0.22}$$

v: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v : \underline{0.03}$$

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

| | | | |
|---|-------------------------|----------------|-----------------|
| N_d : Esfuerzo normal de cálculo. | N_d : | <u>126.08</u> | kN |
| f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. | f_{cd} : | <u>20.00</u> | MPa |
| A_c : Área total de la sección de hormigón. | A_c : | <u>2500.00</u> | cm ² |

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda : \underline{78.29}$$

Donde:

| | | | |
|---|------------------------|------------------|-----------------|
| l₀ : Longitud de pandeo. | l₀ : | <u>11.300</u> | m |
| i_c : Radio de giro de la sección de hormigón. | i_c : | <u>14.43</u> | cm |
| A_c : Área total de la sección de hormigón. | A_c : | <u>2500.00</u> | cm ² |
| I : Inercia. | I : | <u>520833.33</u> | cm ⁴ |

$$\lambda_{inf} : \underline{100.00}$$

Donde:

| | | | |
|--|------------------------|---------------|----|
| e₂ : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva. | e₂ : | <u>25.00</u> | mm |
| e₁ : En estructuras traslacionales es igual a e ₂ . | e₁ : | <u>25.00</u> | mm |
| h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado. | h : | <u>500.00</u> | mm |
| C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras. | C : | <u>0.22</u> | |
| v : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte. | v : | <u>0.03</u> | |

| | | | |
|---|-------------------------|----------------|-----------------|
| N_d : Esfuerzo normal de cálculo. | N_d : | <u>126.08</u> | kN |
| f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. | f_{cd} : | <u>20.00</u> | MPa |
| A_c : Área total de la sección de hormigón. | A_c : | <u>2500.00</u> | cm ² |

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

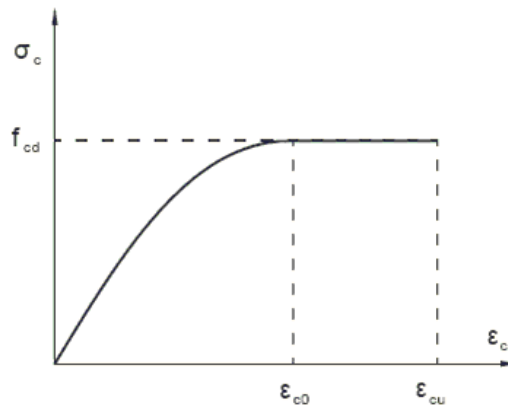
- (a) El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- (b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

(c) Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.

(d) Diagramas de cálculo.

(i) El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 20.00 MPa

ε_{cd} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

ε_{cd} : 0.0020

ε_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

ε_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

α_{cc} : 1.00

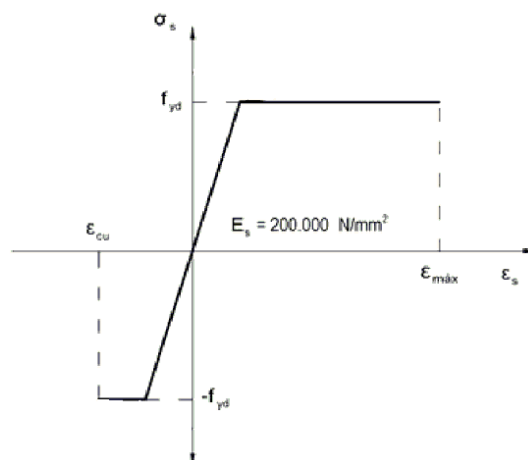
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

f_{ck} : 30.00 MPa

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

γ_c : 1.5

(ii) Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 454.55 MPa

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

ϵ_{\max} : Deformación máxima del acero en tracción.

ϵ_{\max} : 0.0100

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

ϵ_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

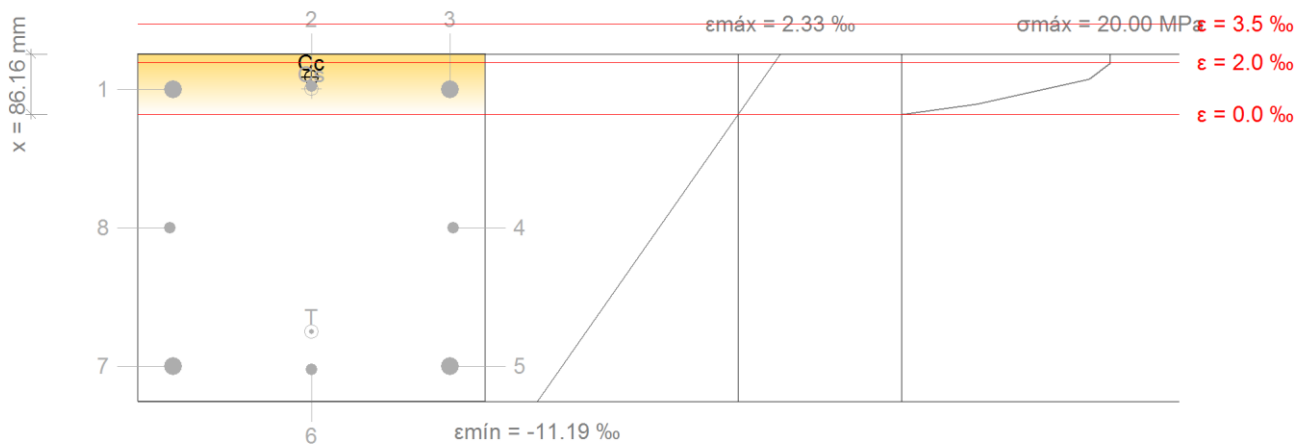
f_{yk} : 500.00 MPa

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

γ_s : 1.10

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



| Barra | Designación | Coord. X (mm) | Coord. Y (mm) | σ_s (MPa) | ϵ |
|-------|-------------|---------------|---------------|------------------|------------|
| 1 | Ø25 | -199.50 | 199.50 | +192.93 | +0.000965 |
| 2 | Ø16 | 0.00 | 204.00 | +217.28 | +0.001086 |
| 3 | Ø25 | 199.50 | 199.50 | +192.93 | +0.000965 |
| 4 | Ø16 | 204.00 | 0.00 | -454.55 | -0.004432 |
| 5 | Ø25 | 199.50 | -199.50 | -454.55 | -0.009828 |
| 6 | Ø16 | 0.00 | -204.00 | -454.55 | -0.009950 |
| 7 | Ø25 | -199.50 | -199.50 | -454.55 | -0.009828 |
| 8 | Ø16 | -204.00 | 0.00 | -454.55 | -0.004432 |

| | Resultante (kN) | e.x (mm) | e.y (mm) |
|----|-----------------|----------|----------|
| Cc | 615.17 | 0.00 | 216.77 |
| Cs | 233.10 | 0.00 | 200.34 |
| T | 720.43 | 0.00 | -149.46 |

N_{Rd} : 127.84 kN

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de "El Villar del Arzobispo" (Valencia). Sala de prensas.

M_{Rd,x} : 287.72 kN·m

M_{Rd,y} : 0.00 kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_c : 615.17 kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

C_s : 233.10 kN

T: Resultante de tracciones en el acero.

T : 720.43 kN

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cc,x} : 0.00 mm

e_{cc,y} : 216.77 mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs,x} : 0.00 mm

e_{cs,y} : 200.34 mm

e_t: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{t,x} : 0.00 mm

e_{t,y} : -149.46 mm

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{cmax} : 0.0023

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

ε_{smax} : 0.0099

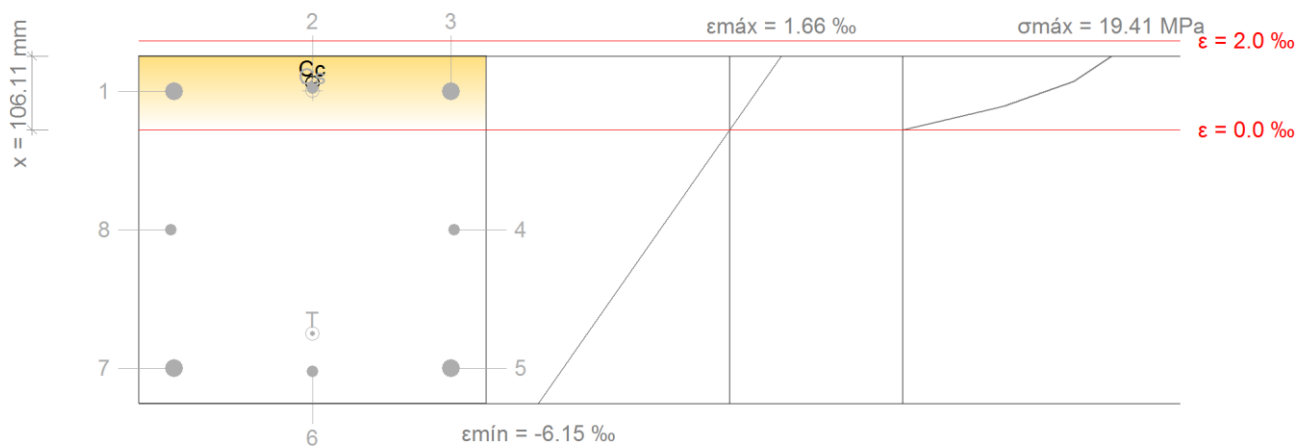
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{cmax} : 20.00 MPa

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

σ_{smax} : 454.55 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



| Barra | Designación | Coord. X (mm) | Coord. Y (mm) | σ_s (MPa) | ϵ |
|-------|-------------|---------------|---------------|------------------|------------|
| 1 | Ø25 | -199.50 | 199.50 | +173.61 | +0.000868 |
| 2 | Ø16 | 0.00 | 204.00 | +187.66 | +0.000938 |
| 3 | Ø25 | 199.50 | 199.50 | +173.61 | +0.000868 |
| 4 | Ø16 | 204.00 | 0.00 | -449.20 | -0.002246 |
| 5 | Ø25 | 199.50 | -199.50 | -454.55 | -0.005360 |
| 6 | Ø16 | 0.00 | -204.00 | -454.55 | -0.005430 |
| 7 | Ø25 | -199.50 | -199.50 | -454.55 | -0.005360 |
| 8 | Ø16 | -204.00 | 0.00 | -449.20 | -0.002246 |

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

| | Resultante (kN) | e.x (mm) | e.y (mm) |
|----|----------------------------|---------------------|---------------------|
| Cc | 636.19 | 0.00 | 211.26 |
| Cs | 208.18 | 0.00 | 200.32 |
| T | 718.28 | 0.00 | -149.90 |

$$N_{ed} : \underline{126.08} \text{ kN}$$

$$M_{ed,x} : \underline{283.77} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_t: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$C_c : \underline{636.19} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{208.18} \text{ kN}$$

$$T : \underline{718.28} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{211.26} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{200.32} \text{ mm}$$

$$e_{t,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{t,y} : \underline{-149.90} \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{cmax} : \underline{0.0017}$$

$$\varepsilon_{smax} : \underline{0.0054}$$

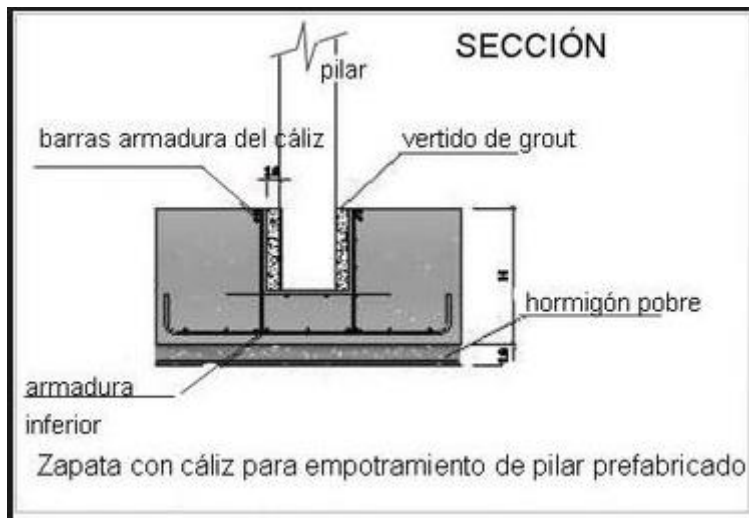
$$\sigma_{cmax} : \underline{19.41} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{454.55} \text{ MPa}$$

10. CIMENTACIÓN

Al igual que con los pilares, hemos utilizado el programa CYPE 3D. Como ya teníamos las cargas en los arranques de los pilares, su cálculo era inmediato.

Cabe destacar que hemos modificado las zapatas que nos daba el programa para optimizar el volumen de hormigón utilizado y para poder empotrar debidamente los pilares con una zapata tipo cáliz.



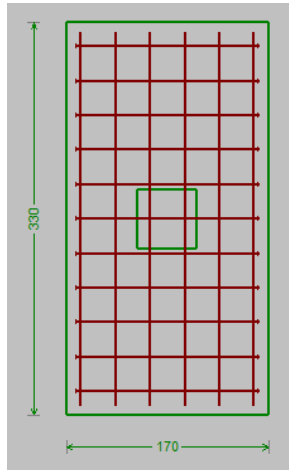
Esto lo hemos conseguido aumentando el canto de las zapatas un mínimo de 1,20 metros para tener 0,8 metros de empotramiento del pilar y 0,4 metros de hormigón. Para ahorrar hormigón le hemos indicado al programa que dimensionase las zapatas para que crezcan en la dirección de mayor momento.

Del mismo modo que con los pilares, el programa ha agrupado cada grupo de zapatas de la misma forma de tal manera que los grupos de zapatas se corresponderán con los grupos de los pilares explicados en el apartado **8. ACCIÓN DE VIENTO EN LOS PILARES**.

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

10.1 Zapatas

Grupo 1



Esta es la zapata de mayor tamaño como se podía intuir del apartado anterior ya que es la que soporta al mayor pilar y los mayores esfuerzos.

A continuación adjuntamos las comprobaciones que ha hecho el programa:

| Referencia: P13 | | |
|---|--|--------|
| Dimensiones: 170 x 330 x 120 | | |
| Armados: Xi:Ø20c/29 Yi:Ø20c/29 Xs:Ø20c/29 Ys:Ø20c/29 | | |
| Comprobación | Valores | Estado |
| Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> | | |
| - Tensión media en situaciones persistentes: | Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0658251 MPa | Cumple |
| - Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento: | Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0527778 MPa | Cumple |
| - Tensión máxima en situaciones persistentes con viento: | Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.13165 MPa | Cumple |
| Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i> | | |
| - En dirección X: | Reserva seguridad: 1103.0 % | Cumple |
| - En dirección Y: | Reserva seguridad: 32.0 % | Cumple |
| Flexión en la zapata: | | |
| - En dirección X: | Momento: 34.16 kN·m | Cumple |
| - En dirección Y: | Momento: 258.56 kN·m | Cumple |
| Cortante en la zapata: | | |
| - En dirección X: | Cortante: 0.00 kN | Cumple |
| - En dirección Y: | Cortante: 102.81 kN | Cumple |

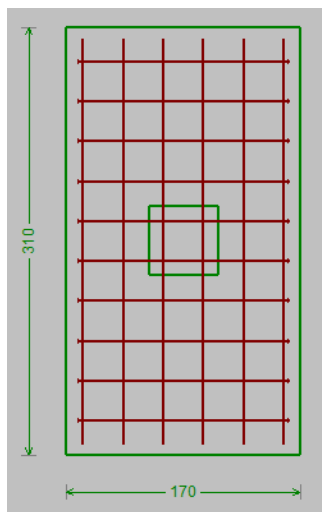
Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de "El Villar del Arzobispo" (Valencia). Sala de prensas.

| Referencia: P13 Dimensiones: 170 x 330 x 120 Armados: Xi:Ø20c/29 Yi:Ø20c/29 Xs:Ø20c/29 Ys:Ø20c/29 | | |
|---|--|--------------------------------------|
| Comprobación | Valores | Estado |
| Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> | Máximo: 6000 kN/m ² Calculado: 104.8 kN/m ² | Cumple |
| Canto mínimo: <i>Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08</i> | Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm | Cumple |
| Espacio para anclar arranques en cimentación: - P13: | Mínimo: 81 cm Calculado: 111 cm | Cumple |
| Cuantía geométrica mínima: <i>Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08</i> - Armado inferior dirección X: - Armado superior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección Y: | Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.0009 Calculado: 0.0009 Calculado: 0.0009 Calculado: 0.0009 | Cumple Cumple Cumple Cumple |
| Cuantía mínima necesaria por flexión: <i>Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08</i> - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección Y: | Calculado: 0.001 Mínimo: 0.0001 Mínimo: 0.0005 Mínimo: 0.0002 | Cumple Cumple Cumple |
| Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i> - Parrilla inferior: - Parrilla superior: | Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm Calculado: 20 mm | Cumple Cumple |
| Separación máxima entre barras: <i>Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08</i> - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y: | Máximo: 30 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm | Cumple Cumple Cumple Cumple |
| Separación mínima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16</i> - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y: | Mínimo: 10 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm | Cumple Cumple Cumple Cumple |
| Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i> | | |

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

| Referencia: P13 Dimensiones: 170 x 330 x 120 Armados: Xi:Ø20c/29 Yi:Ø20c/29 Xs:Ø20c/29 Ys:Ø20c/29 | | |
|---|-----------------------------------|--------|
| Comprobación | Valores | Estado |
| - Armado inf. dirección X hacia der: | Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm | Cumple |
| - Armado inf. dirección X hacia izq: | Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm | Cumple |
| - Armado inf. dirección Y hacia arriba: | Mínimo: 20 cm Calculado: 42 cm | Cumple |
| - Armado inf. dirección Y hacia abajo: | Mínimo: 20 cm Calculado: 42 cm | Cumple |
| - Armado sup. dirección X hacia der: | Mínimo: 24 cm Calculado: 24 cm | Cumple |
| - Armado sup. dirección X hacia izq: | Mínimo: 24 cm Calculado: 24 cm | Cumple |
| - Armado sup. dirección Y hacia arriba: | Mínimo: 24 cm Calculado: 42 cm | Cumple |
| - Armado sup. dirección Y hacia abajo: | Mínimo: 24 cm Calculado: 42 cm | Cumple |
| Longitud mínima de las patillas: | Mínimo: 20 cm | |
| - Armado inf. dirección X hacia der: | Calculado: 20 cm | Cumple |
| - Armado inf. dirección X hacia izq: | Calculado: 20 cm | Cumple |
| - Armado sup. dirección X hacia der: | Calculado: 24 cm | Cumple |
| - Armado sup. dirección X hacia izq: | Calculado: 24 cm | Cumple |
| Se cumplen todas las comprobaciones | | |

Grupo 2



Ligeramente menor en la dirección Y por tener menos momento que el grupo 1.

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

| Referencia: P14 | | |
|---|--|--------|
| Dimensiones: 170 x 310 x 120 | | |
| Armados: Xi:Ø20c/29 Yi:Ø20c/29 Xs:Ø20c/29 Ys:Ø20c/29 | | |
| Comprobación | Valores | Estado |
| Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> | | |
| - Tensión media en situaciones persistentes: | Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0666099 MPa | Cumple |
| - Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento: | Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0535626 MPa | Cumple |
| - Tensión máxima en situaciones persistentes con viento: | Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.133318 MPa | Cumple |
| Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i> | | |
| - En dirección X: | Reserva seguridad: 915.0 % | Cumple |
| - En dirección Y: | Reserva seguridad: 32.2 % | Cumple |
| Flexión en la zapata: | | |
| - En dirección X: | Momento: 34.51 kN·m | Cumple |
| - En dirección Y: | Momento: 229.32 kN·m | Cumple |
| Cortante en la zapata: | | |
| - En dirección X: | Cortante: 0.00 kN | Cumple |
| - En dirección Y: | Cortante: 68.57 kN | Cumple |
| Compresión oblicua en la zapata: | | |
| - Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> | Máximo: 6000 kN/m ² Calculado: 101.7 kN/m ² | Cumple |
| Canto mínimo: <i>Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08</i> | Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm | Cumple |
| Espacio para anclar arranques en cimentación: | | |
| - P14: | Mínimo: 40 cm Calculado: 111 cm | Cumple |
| Cuantía geométrica mínima: <i>Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08</i> | Mínimo: 0.0009 | |
| - Armado inferior dirección X: | Calculado: 0.0009 | Cumple |
| - Armado superior dirección X: | Calculado: 0.0009 | Cumple |
| - Armado inferior dirección Y: | Calculado: 0.0009 | Cumple |
| - Armado superior dirección Y: | Calculado: 0.0009 | Cumple |

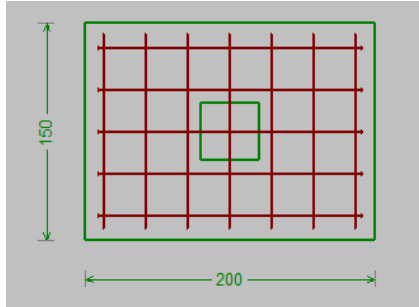
Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de "El Villar del Arzobispo" (Valencia). Sala de prensas.

| Referencia: P14 | | |
|---|-----------------------------------|--------|
| Dimensiones: 170 x 310 x 120 | | |
| Armados: Xi:Ø20c/29 Yi:Ø20c/29 Xs:Ø20c/29 Ys:Ø20c/29 | | |
| Comprobación | Valores | Estado |
| Cuantía mínima necesaria por flexión: <i>Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08</i> | Calculado: 0.001 | |
| - Armado inferior dirección X: | Mínimo: 0.0001 | Cumple |
| - Armado inferior dirección Y: | Mínimo: 0.0004 | Cumple |
| - Armado superior dirección Y: | Mínimo: 0.0002 | Cumple |
| Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i> | Mínimo: 12 mm | |
| - Parrilla inferior: | Calculado: 20 mm | Cumple |
| - Parrilla superior: | Calculado: 20 mm | Cumple |
| Separación máxima entre barras: <i>Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08</i> | Máximo: 30 cm | |
| - Armado inferior dirección X: | Calculado: 29 cm | Cumple |
| - Armado inferior dirección Y: | Calculado: 29 cm | Cumple |
| - Armado superior dirección X: | Calculado: 29 cm | Cumple |
| - Armado superior dirección Y: | Calculado: 29 cm | Cumple |
| Separación mínima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16</i> | Mínimo: 10 cm | |
| - Armado inferior dirección X: | Calculado: 29 cm | Cumple |
| - Armado inferior dirección Y: | Calculado: 29 cm | Cumple |
| - Armado superior dirección X: | Calculado: 29 cm | Cumple |
| - Armado superior dirección Y: | Calculado: 29 cm | Cumple |
| Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i> | | |
| - Armado inf. dirección X hacia der: | Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm | Cumple |
| - Armado inf. dirección X hacia izq: | Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm | Cumple |
| - Armado inf. dirección Y hacia arriba: | Mínimo: 20 cm Calculado: 32 cm | Cumple |
| - Armado inf. dirección Y hacia abajo: | Mínimo: 20 cm Calculado: 32 cm | Cumple |
| - Armado sup. dirección X hacia der: | Mínimo: 24 cm Calculado: 24 cm | Cumple |
| - Armado sup. dirección X hacia izq: | Mínimo: 24 cm Calculado: 24 cm | Cumple |
| - Armado sup. dirección Y hacia arriba: | Mínimo: 24 cm Calculado: 32 cm | Cumple |

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

| Referencia: P14 | | |
|--|-----------------------------------|--------|
| Dimensiones: 170 x 310 x 120 | | |
| Armados: Xi:Ø20c/29 Yi:Ø20c/29 Xs:Ø20c/29 Ys:Ø20c/29 | | |
| Comprobación | Valores | Estado |
| - Armado sup. dirección Y hacia abajo: | Mínimo: 24 cm Calculado: 32 cm | Cumple |
| Longitud mínima de las patillas: | Mínimo: 20 cm | |
| - Armado inf. dirección X hacia der: | Calculado: 20 cm | Cumple |
| - Armado inf. dirección X hacia izq: | Calculado: 20 cm | Cumple |
| - Armado sup. dirección X hacia der: | Calculado: 24 cm | Cumple |
| - Armado sup. dirección X hacia izq: | Calculado: 24 cm | Cumple |
| Se cumplen todas las comprobaciones | | |
| Información adicional: | | |
| - Zapata de tipo rígido (Artículo 58.2 de la norma EHE-08) | | |
| - Relación rotura pésima (En dirección X): 0.03 | | |
| - Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.30 | | |
| - Cortante de agotamiento (En dirección X): 0.00 kN | | |
| - Cortante de agotamiento (En dirección Y): 890.94 kN | | |

Grupo 3



En este grupo el mayor momento se encuentra en la dirección X como se observa en las comprobaciones.

| Referencia: P15 | | |
|---|--|--------|
| Dimensiones: 200 x 150 x 120 | | |
| Armados: Xi:Ø20c/29 Yi:Ø20c/29 Xs:Ø20c/29 Ys:Ø20c/29 | | |
| Comprobación | Valores | Estado |
| Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> | | |
| - Tensión media en situaciones persistentes: | Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.055917 MPa | Cumple |
| - Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento: | Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0722997 MPa | Cumple |
| - Tensión máxima en situaciones persistentes con viento: | Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.121546 MPa | Cumple |

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

| Referencia: P15 | | |
|--|---|--------|
| Dimensiones: 200 x 150 x 120 | | |
| Armados: Xi:Ø20c/29 Yi:Ø20c/29 Xs:Ø20c/29 Ys:Ø20c/29 | | |
| Comprobación | Valores | Estado |
| Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i> | | |
| - En dirección X: | Reserva seguridad: 108.6 % | Cumple |
| - En dirección Y: | Reserva seguridad: 203.9 % | Cumple |
| Flexión en la zapata: | | |
| - En dirección X: | Momento: 52.75 kN·m | Cumple |
| - En dirección Y: | Momento: 25.98 kN·m | Cumple |
| Cortante en la zapata: | | |
| - En dirección X: | Cortante: 0.00 kN | Cumple |
| - En dirección Y: | Cortante: 0.00 kN | Cumple |
| Compresión oblicua en la zapata: | | |
| - Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> | Máximo: 6000 kN/m ² Calculado: 75.7 kN/m ² | Cumple |
| Canto mínimo: <i>Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08</i> | Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm | Cumple |
| Espacio para anclar arranques en cimentación: | | |
| - P15: | Mínimo: 20 cm Calculado: 111 cm | Cumple |
| Cuantía geométrica mínima: <i>Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08</i> | Mínimo: 0.0009 | |
| - Armado inferior dirección X: | Calculado: 0.0009 | Cumple |
| - Armado superior dirección X: | Calculado: 0.0009 | Cumple |
| - Armado inferior dirección Y: | Calculado: 0.0009 | Cumple |
| - Armado superior dirección Y: | Calculado: 0.0009 | Cumple |
| Cuantía mínima necesaria por flexión: <i>Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08</i> | Calculado: 0.001 | |
| - Armado inferior dirección X: | Mínimo: 0.0002 | Cumple |
| - Armado inferior dirección Y: | Mínimo: 0.0001 | Cumple |
| - Armado superior dirección X: | Mínimo: 0.0001 | Cumple |
| - Armado superior dirección Y: | Mínimo: 0.0001 | Cumple |
| Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i> | Mínimo: 12 mm | |
| - Parrilla inferior: | Calculado: 20 mm | Cumple |
| - Parrilla superior: | Calculado: 20 mm | Cumple |
| Separación máxima entre barras: <i>Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08</i> | Máximo: 30 cm | |
| - Armado inferior dirección X: | Calculado: 29 cm | Cumple |

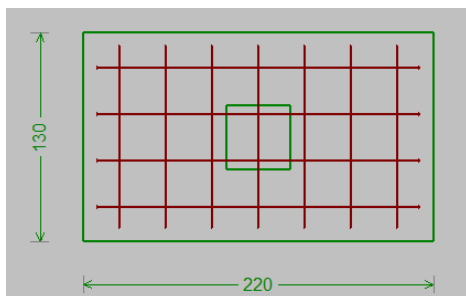
Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

| Referencia: P15 | | |
|---|-----------------------------------|--------|
| Dimensiones: 200 x 150 x 120 | | |
| Armados: Xi:Ø20c/29 Yi:Ø20c/29 Xs:Ø20c/29 Ys:Ø20c/29 | | |
| Comprobación | Valores | Estado |
| - Armado inferior dirección Y: | Calculado: 29 cm | Cumple |
| - Armado superior dirección X: | Calculado: 29 cm | Cumple |
| - Armado superior dirección Y: | Calculado: 29 cm | Cumple |
| Separación mínima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16</i> | Mínimo: 10 cm | |
| - Armado inferior dirección X: | Calculado: 29 cm | Cumple |
| - Armado inferior dirección Y: | Calculado: 29 cm | Cumple |
| - Armado superior dirección X: | Calculado: 29 cm | Cumple |
| - Armado superior dirección Y: | Calculado: 29 cm | Cumple |
| Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i> | | |
| - Armado inf. dirección X hacia der: | Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm | Cumple |
| - Armado inf. dirección X hacia izq: | Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm | Cumple |
| - Armado inf. dirección Y hacia arriba: | Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm | Cumple |
| - Armado inf. dirección Y hacia abajo: | Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm | Cumple |
| - Armado sup. dirección X hacia der: | Mínimo: 24 cm Calculado: 24 cm | Cumple |
| - Armado sup. dirección X hacia izq: | Mínimo: 24 cm Calculado: 24 cm | Cumple |
| - Armado sup. dirección Y hacia arriba: | Mínimo: 24 cm Calculado: 24 cm | Cumple |
| - Armado sup. dirección Y hacia abajo: | Mínimo: 24 cm Calculado: 24 cm | Cumple |
| Longitud mínima de las patillas: | Mínimo: 20 cm | |
| - Armado inf. dirección X hacia der: | Calculado: 20 cm | Cumple |
| - Armado inf. dirección X hacia izq: | Calculado: 20 cm | Cumple |
| - Armado inf. dirección Y hacia arriba: | Calculado: 20 cm | Cumple |
| - Armado inf. dirección Y hacia abajo: | Calculado: 20 cm | Cumple |
| - Armado sup. dirección X hacia der: | Calculado: 24 cm | Cumple |
| - Armado sup. dirección X hacia izq: | Calculado: 24 cm | Cumple |
| - Armado sup. dirección Y hacia arriba: | Calculado: 24 cm | Cumple |
| - Armado sup. dirección Y hacia abajo: | Calculado: 24 cm | Cumple |
| Se cumplen todas las comprobaciones | | |
| Información adicional: | | |

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

| Referencia: P15 | | |
|--|---------|--------|
| Dimensiones: 200 x 150 x 120 | | |
| Armados: Xi:Ø20c/29 Yi:Ø20c/29 Xs:Ø20c/29 Ys:Ø20c/29 | | |
| Comprobación | Valores | Estado |
| - Zapata de tipo rígido (Artículo 58.2 de la norma EHE-08) - Relación rotura pésima (En dirección X): 0.08 - Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.03 - Cortante de agotamiento (En dirección X): 0.00 kN - Cortante de agotamiento (En dirección Y): 0.00 kN | | |

Grupo 4



Al igual que en la zapata anterior, el mayor momento se encuentra en la dirección X.

| Referencia: P16 | | |
|---|---|--------|
| Dimensiones: 220 x 130 x 120 | | |
| Armados: Xi:Ø20c/29 Yi:Ø20c/29 Xs:Ø20c/29 Ys:Ø20c/29 | | |
| Comprobación | Valores | Estado |
| Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> - Tensión media en situaciones persistentes: | Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.116249 MPa | Cumple |
| - Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento: | Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.136555 MPa | Cumple |
| - Tensión máxima en situaciones persistentes con viento: | Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.246525 MPa | Cumple |
| Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i> | | |
| - En dirección X: | Reserva seguridad: 64.0 % | Cumple |
| - En dirección Y: | Reserva seguridad: 1139.9 % | Cumple |
| Flexión en la zapata: | | |
| - En dirección X: | Momento: 158.19 kN·m | Cumple |
| - En dirección Y: | Momento: 43.80 kN·m | Cumple |
| Cortante en la zapata: | | |

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

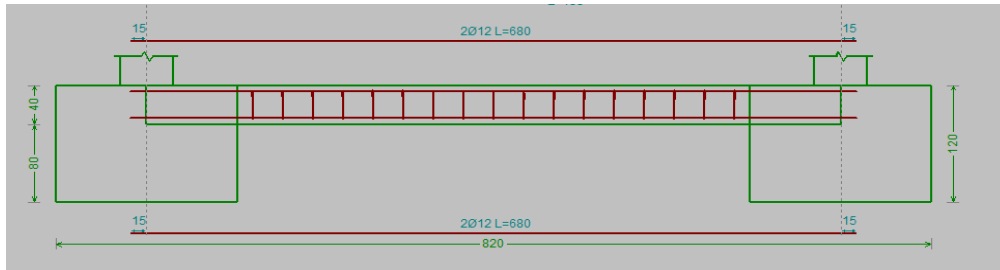
| Referencia: P16 | | |
|---|--|--------|
| Dimensiones: 220 x 130 x 120 | | |
| Armados: Xi:Ø20c/29 Yi:Ø20c/29 Xs:Ø20c/29 Ys:Ø20c/29 | | |
| Comprobación | Valores | Estado |
| - En dirección X: | Cortante: 0.00 kN | Cumple |
| - En dirección Y: | Cortante: 0.00 kN | Cumple |
| Compresión oblicua en la zapata: | | |
| - Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> | Máximo: 6000 kN/m ² Calculado: 234.5 kN/m ² | Cumple |
| Canto mínimo: <i>Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08</i> | Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm | Cumple |
| Espacio para anclar arranques en cimentación: | | |
| - P16: | Mínimo: 27 cm Calculado: 111 cm | Cumple |
| Cuantía geométrica mínima: <i>Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08</i> | Mínimo: 0.0009 | |
| - Armado inferior dirección X: | Calculado: 0.0009 | Cumple |
| - Armado superior dirección X: | Calculado: 0.0009 | Cumple |
| - Armado inferior dirección Y: | Calculado: 0.0009 | Cumple |
| - Armado superior dirección Y: | Calculado: 0.0009 | Cumple |
| Cuantía mínima necesaria por flexión: <i>Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08</i> | Calculado: 0.001 | |
| - Armado inferior dirección X: | Mínimo: 0.0004 | Cumple |
| - Armado inferior dirección Y: | Mínimo: 0.0001 | Cumple |
| - Armado superior dirección X: | Mínimo: 0.0001 | Cumple |
| Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i> | Mínimo: 12 mm | |
| - Parrilla inferior: | Calculado: 20 mm | Cumple |
| - Parrilla superior: | Calculado: 20 mm | Cumple |
| Separación máxima entre barras: <i>Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08</i> | Máximo: 30 cm | |
| - Armado inferior dirección X: | Calculado: 29 cm | Cumple |
| - Armado inferior dirección Y: | Calculado: 29 cm | Cumple |
| - Armado superior dirección X: | Calculado: 29 cm | Cumple |
| - Armado superior dirección Y: | Calculado: 29 cm | Cumple |
| Separación mínima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16</i> | Mínimo: 10 cm | |
| - Armado inferior dirección X: | Calculado: 29 cm | Cumple |
| - Armado inferior dirección Y: | Calculado: 29 cm | Cumple |
| - Armado superior dirección X: | Calculado: 29 cm | Cumple |
| - Armado superior dirección Y: | Calculado: 29 cm | Cumple |

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

| Referencia: P16 | | |
|--|-----------------------------------|--------|
| Dimensiones: 220 x 130 x 120 | | |
| Armados: Xi:Ø20c/29 Yi:Ø20c/29 Xs:Ø20c/29 Ys:Ø20c/29 | | |
| Comprobación | Valores | Estado |
| Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i> | | |
| - Armado inf. dirección X hacia der: | Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm | Cumple |
| - Armado inf. dirección X hacia izq: | Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm | Cumple |
| - Armado inf. dirección Y hacia arriba: | Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm | Cumple |
| - Armado inf. dirección Y hacia abajo: | Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm | Cumple |
| - Armado sup. dirección X hacia der: | Mínimo: 24 cm Calculado: 24 cm | Cumple |
| - Armado sup. dirección X hacia izq: | Mínimo: 24 cm Calculado: 24 cm | Cumple |
| - Armado sup. dirección Y hacia arriba: | Mínimo: 24 cm Calculado: 24 cm | Cumple |
| - Armado sup. dirección Y hacia abajo: | Mínimo: 24 cm Calculado: 24 cm | Cumple |
| Longitud mínima de las patillas: | Mínimo: 20 cm | |
| - Armado inf. dirección X hacia der: | Calculado: 20 cm | Cumple |
| - Armado inf. dirección X hacia izq: | Calculado: 20 cm | Cumple |
| - Armado inf. dirección Y hacia arriba: | Calculado: 20 cm | Cumple |
| - Armado inf. dirección Y hacia abajo: | Calculado: 20 cm | Cumple |
| - Armado sup. dirección X hacia der: | Calculado: 24 cm | Cumple |
| - Armado sup. dirección X hacia izq: | Calculado: 24 cm | Cumple |
| - Armado sup. dirección Y hacia arriba: | Calculado: 24 cm | Cumple |
| - Armado sup. dirección Y hacia abajo: | Calculado: 24 cm | Cumple |
| Se cumplen todas las comprobaciones | | |
| Información adicional: | | |
| - Zapata de tipo rígido (Artículo 58.2 de la norma EHE-08) - Relación rotura pésima (En dirección X): 0.28 - Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.05 - Cortante de agotamiento (En dirección X): 0.00 kN - Cortante de agotamiento (En dirección Y): 0.00 kN | | |

10.2 Vigas de atado

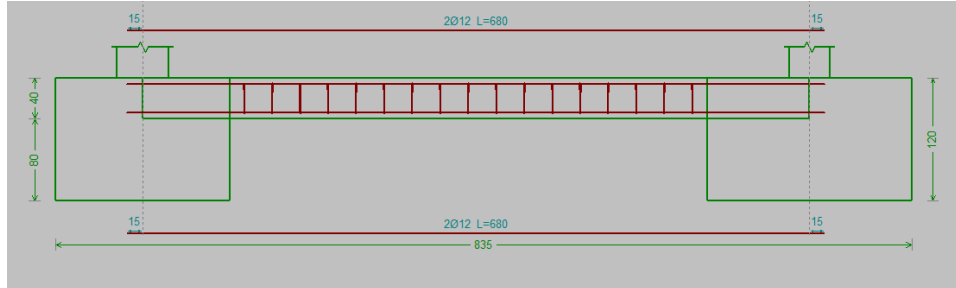
Viga unión entre grupo 1 y grupo 2



| Referencia: C.1 [P13-P14] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø12 -Armadura inferior: 2Ø12 -Estribos: 1xØ8c/30 | | |
|---|--------------------------------------|--------|
| Comprobación | Valores | Estado |
| Diámetro mínimo estribos: | Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm | Cumple |
| Separación mínima entre estribos: <i>Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08</i> | Mínimo: 3.7 cm Calculado: 29.2 cm | Cumple |
| Separación mínima armadura longitudinal: <i>Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08</i> | Mínimo: 3.7 cm | |
| - Armadura superior: | Calculado: 26 cm | Cumple |
| - Armadura inferior: | Calculado: 26 cm | Cumple |
| Separación máxima estribos: - Sin cortantes: <i>Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08</i> | Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm | Cumple |
| Separación máxima armadura longitudinal: <i>Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08</i> | Máximo: 30 cm | |
| - Armadura superior: | Calculado: 26 cm | Cumple |
| - Armadura inferior: | Calculado: 26 cm | Cumple |
| Se cumplen todas las comprobaciones | | |
| Información adicional: | | |
| - Diámetro mínimo de la armadura longitudinal (Recomendación del Artículo 58.8.2 de la EHE-08): Mínimo: 12.0 mm, Calculado: 12.0 mm (Cumple) | | |
| - No llegan estados de carga a la cimentación. | | |

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

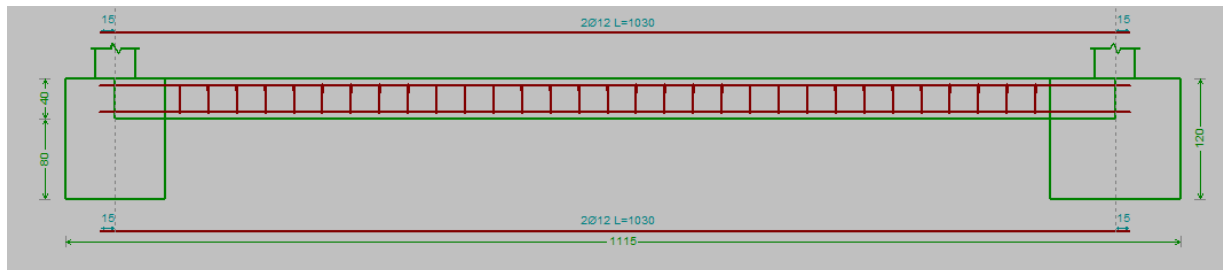
Viga unión entre grupo 2 y grupo 3



| Referencia: C.1 [P14-P15] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø12 -Armadura inferior: 2Ø12 -Estribos: 1xØ8c/30 | | |
|---|--------------------------------------|--------|
| Comprobación | Valores | Estado |
| Diámetro mínimo estribos: | Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm | Cumple |
| Separación mínima entre estribos: <i>Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08</i> | Mínimo: 3.7 cm Calculado: 29.2 cm | Cumple |
| Separación mínima armadura longitudinal: <i>Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08</i> | Mínimo: 3.7 cm | |
| - Armadura superior: | Calculado: 26 cm | Cumple |
| - Armadura inferior: | Calculado: 26 cm | Cumple |
| Separación máxima estribos: | | |
| - Sin cortantes: <i>Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08</i> | Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm | Cumple |
| Separación máxima armadura longitudinal: <i>Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08</i> | Máximo: 30 cm | |
| - Armadura superior: | Calculado: 26 cm | Cumple |
| - Armadura inferior: | Calculado: 26 cm | Cumple |
| Se cumplen todas las comprobaciones | | |
| Información adicional: | | |
| - Diámetro mínimo de la armadura longitudinal (Recomendación del Artículo 58.8.2 de la EHE-08): Mínimo: 12.0 mm, Calculado: 12.0 mm (Cumple) | | |
| - No llegan estados de carga a la cimentación. | | |

Diseño de las estructuras del edificio de la Cooperativa Agrícola de “El Villar del Arzobispo” (Valencia). Sala de prensas.

Viga unión entre grupo 3 y grupo 4



| Referencia: C.1 [P15-P16] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø12 -Armadura inferior: 2Ø12 -Estribos: 1xØ8c/30 | | |
|---|--------------------------------------|--------|
| Comprobación | Valores | Estado |
| Diámetro mínimo estribos: | Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm | Cumple |
| Separación mínima entre estribos: <i>Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08</i> | Mínimo: 3.7 cm Calculado: 29.2 cm | Cumple |
| Separación mínima armadura longitudinal: <i>Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08</i> | Mínimo: 3.7 cm | |
| - Armadura superior: | Calculado: 26 cm | Cumple |
| - Armadura inferior: | Calculado: 26 cm | Cumple |
| Separación máxima estribos: - Sin cortantes: <i>Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08</i> | Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm | Cumple |
| Separación máxima armadura longitudinal: <i>Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08</i> | Máximo: 30 cm | |
| - Armadura superior: | Calculado: 26 cm | Cumple |
| - Armadura inferior: | Calculado: 26 cm | Cumple |
| Se cumplen todas las comprobaciones | | |
| Información adicional: | | |
| - Diámetro mínimo de la armadura longitudinal (Recomendación del Artículo 58.8.2 de la EHE-08): Mínimo: 12.0 mm, Calculado: 12.0 mm (Cumple) | | |
| - No llegan estados de carga a la cimentación. | | |

Como podemos observar no llega ningún estado de carga a las vigas de atado, esto se debe a que no hemos tenido en cuenta la acción sísmica. No obstante, consideramos que cumplen una función de arriostramiento de la cimentación así como también, servir de sustento para el cerramiento.