

04 | ANEJOS A LA MEMORIA



1 | CÁLCULO ESTRUCTURAL

2 | CÁLCULO INSTALACIONES

ANEJO_1 | CÁLCULO ESTRUCTURAL

1 | PLANTEAMIENTO ESTRUCTURA

2 | ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN. DB-SE-AE

3 | MÉTODO DE CÁLCULO

**4 | CÁLCULO Y COMPROBACIÓN
PREDIMENSIONADO**

4.1 | Losa aligerada de hormigón

ZONA A

ZONA B

4.2 | Perfilaría metálica

Sección Tipo A _ Fachada

Sección Tipo B _ Rampa

4.3 | Placas de anclaje

Placa Tipo A _ Fachada

Como ya se ha descrito anteriormente el edificio está formado por una única planta escalonada con bancales cada medio metro, estando parte del edificio enterrado en el talud.

La estructura de este proyecto se puede considerar una estructura mixta formada por hormigón armado y acero, diferenciado tres elementos que conforman la totalidad de la estructura, dichos elementos son muros de hormigón armado y carpintería estructural de acero para los elementos de sustentación vertical y una losa aligerada de hormigón armado para la estructura horizontal.

_Losa aligerada de hormigón armado

El proyecto cuenta con un solo forjado compuesto por una losa aligerada de hormigón armado, la elección de dicho forjado se debe a diversas razones, tales como la necesidad de salvar grandes luces (hasta 13 metros) únicamente con apoyos en su perímetro, por ser una tipología de fácil adaptación a formas irregulares y poder darle al frente de forjado la curvatura que el proyecto requiere. Por otro lado, al llevar bloques de Porexpan en su interior sirve como aislamiento térmico y permite albergar instalaciones en su interior como por ejemplo las instalaciones eléctricas, punto importante por la idea de proyecto de dejar la cara interior de la losa vista y poder empotrar la iluminación en ella.

A pesar de tener una única tipología de forjado, tanto en la estimación de las cargas como en el cálculo se ha diferenciado dos zonas debido a la presencia del talud en parte del edificio. La ZONA A corresponde al área de la propia cubierta transitable, con una mayor luz pero menor carga, mientras que la ZONA B corresponde a la parte del edificio enterrado bajo el talud donde las cargas son mayores pero la luz menor, no obstante se opta por un canto constante de 0,65 m de espesor en ambas zonas ya que por un lado el canto mínimo recomendado es 0,50 m y por otro lado, como las instalaciones eléctricas van empotradas en el forjado evitamos que esto afecte a la sección resistente añadiendo más hormigón además de dar continuidad a todo el forjado del edificio.

_Muro de hormigón armado

Se proyectan dos muros de hormigón armado, siendo el más interior un muro de sótano encargado de contener las tierras del talud, recorriendo todo el perímetro del proyecto. Tiene una sección de 70 cm de espesor.

El segundo muro también recibe parte de las cargas del talud pero no tiene función de contención, sino que separa la zona de servicios de la de laboratorios y es donde se empotra la rampa de acceso al edificio. Tiene la misma sección que el anterior.

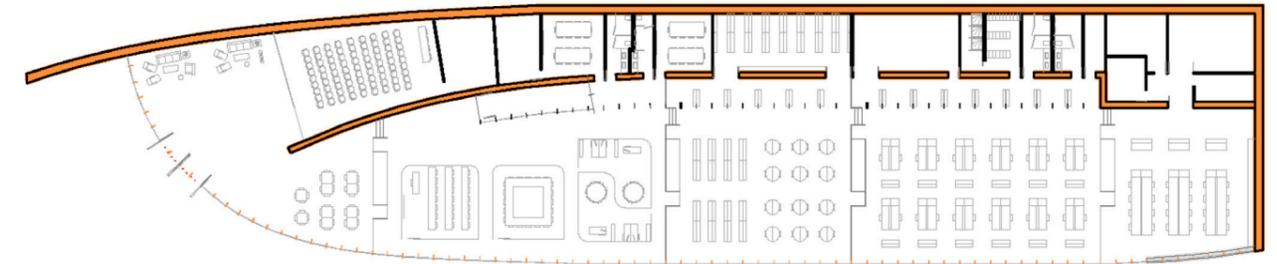
_Perfilería estructural

La perfilería metálica o carpintería estructural posee una gran relevancia tanto estructural como compositivamente hablando pues es el elemento que conforma la fachada ligera del edificio.

Dicha carpintería está formada por una sucesión de pilares metálicos macizos cada 1,30 m. tanto en la línea de fachada como en la zona de la rampa de acceso. Aunque la carpintería estructural tenga una dimensión de 40 x 6 cm, el perfil tiene una dimensión de 30 x 5 cm, empleando los 10 cm sobrantes para la instalación eléctrica. Estos perfiles están unidos mediante placas de anclaje tanto a la losa superior de forjado como a la inferior de cimentación.

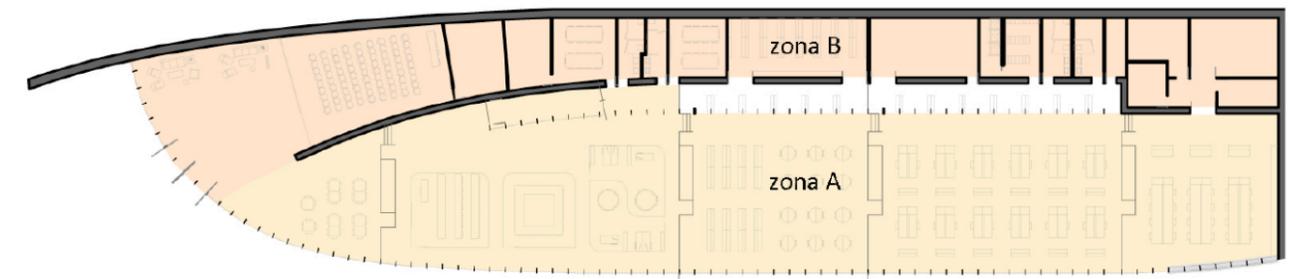
Estructura portante vertical

- Muros de hormigón armado
- Carpintería estructural

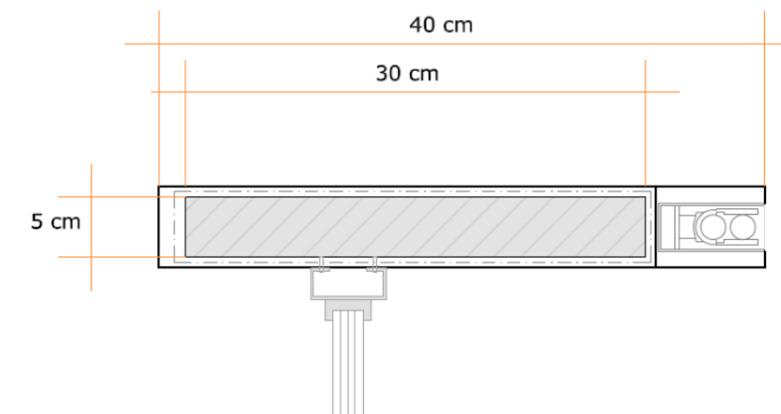


Zonas en el edificio

- Zona A
- Zona B



Detalle perfilería



El Código Técnico en su punto 3.3 *Variables básicas*, clasifica las acciones en tres grupos en función de su variación en el tiempo:

- a) Acciones Permanentes (**G**): Son aquellas que actúan en todo instante sobre el edificio con posición constante. [DB-SE-AE-2]
- b) Acciones Variables (**Q**): Son aquellas que pueden actuar o no sobre el edificio, como las debidas al uso o las acciones climáticas. [DB-SE-AE-3]
- c) Acciones Accidentales (**A**): Son aquellas cuya probabilidad de ocurrencia es pequeña pero de gran importancia como sismo, incendio, impacto o explosión. [DB-SE-AE-4]

Además, el CTE remite a la NSCE, Norma de Construcción Sismoresistente para las acciones sísmicas.

01 Cargas Permanentes (G)

Los valores adoptados para la estimación de cargas son los característicos para las cargas permanentes indicadas en el Anejo C (tablas C1 a C6) del CTE DB-SE-AE, excepto el material de cubierta que ha sido consultado a la casa comercial.

	ZONA A	ZONA B
Canto		
H=L/[20-24]	H= 13/21 = 0,61 m siendo L _{máx} = 13 m	H= 9/21 = 0,42 m siendo L _{máx} = 9 m

A pesar de que obtenemos cantos distintos, se opta por un **canto constante de 0,65 m** de espesor en ambos casos, por un lado porque el canto mínimo recomendado es 0,50 m y por otro lado, como las instalaciones eléctricas van empotradas en el forjado evitamos que esto afecte a la sección resistente además de dar continuidad a todo el forjado del edificio.

Peso Propio (KN/m²)
P=H*[13-15]

Material de cubierta

_Elementos comunes ambos casos

Barrera de vapor de agua
Aislamiento térmico de poliestireno
Membrana de estanqueidad
Geotextil de protección
Capa drenante y filtrante
Capa de retención de agua
Filtro de bolos de arenisca

_Elemento variable

Terreno vegetal que gravita sobre cubierta

Total material cubierta

TOTAL CARGAS PERMANENTES

ZONA A	ZONA B	
P= 0,65*13 = 8,45 KN/m²	P= 0,65*13 = 8,45 KN/m²	
6 KN/m ²	6 KN/m ²	
4 KN/m ² Espesor 0,2 m	<i>extremo1</i> 4 KN/m ² Espesor 0,2 m	<i>extremo 2</i> 100 KN/m ² 5 m
10 KN/m ²	10 KN/m ²	106 KN/m ²
18,45 KN/m²	18,45 KN/m²	114,45 KN/m²

02 Cargas Variables (Q)

02.1 Sobrecarga de Uso

La sobrecarga de uso es el peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de su uso. Por lo general, los efectos de la sobrecarga de uso pueden simularse por la aplicación de una carga distribuida uniformemente. De acuerdo con el uso que sea fundamental en cada zona del mismo, como valores característicos se adoptarán los de la Tabla 3.1. Dichos valores incluyen tanto los efectos derivados del uso normal, personas, mobiliario, enseres, mercancías habituales, contenido de los conductos, maquinaria y en su caso vehículos, así como las derivadas de la utilización poco habitual, como acumulación de personas, o de mobiliario con ocasión de un traslado.

En este caso concreto, se pretende obtener la sobrecarga de uso de una cubierta transitable que forma parte de un espacio público y que únicamente afecta al Caso A, se opta por elegir:

C Zonas de acceso al público

C3 Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.

5 KN/m²

02.2 Acción del viento

Debido a que parte del edificio se encuentra enterrado en el talud, que su dimensión en altura es reducida y que presenta grandes pantallas de hormigón armado, se ha considerado despreciable la acción del viento.

02.3 Acción de la nieve

En cubiertas planas de edificios de pisos situados en localidades de altitud inferior a 1.000 m, es suficiente considerar una carga de nieve de 1,0 kN/m².

En otros casos o en estructuras ligeras, sensibles a carga vertical, la acción de la nieve se considera como una carga vertical por unidad de superficie en proyección horizontal de las superficies de cubierta cuyo valor, q_n , puede obtenerse

$$q_n = \mu \cdot s_k$$

siendo:

μ coeficiente de forma de la cubierta según 3.5.3

s_k el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal según 3.5.2

Así pues:

$$\mu = 1$$

$$s_k = 0,7 \text{ (Pamplona)}$$

$$q_n = \mu \cdot s_k = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ KN/m}_2$$

Sin embargo elegimos $q_n = 1,0 \text{ KN/m}^2$ por considerarse más restrictivo.

03 Mayoración de las cargas obtenidas

Para predimensionar la estructura del edificio se procede a la mayoración de las cargas y a la combinación de acciones que actúan sobre la misma, de este modo obtendremos las acciones a las que está sometida la estructura.

Como coeficiente de mayoración se emplearán:

$$Y_G = 1,35 \text{ para acciones permanentes de carácter desfavorable}$$

$$Y_Q = 1,50 \text{ para acciones variables de carácter desfavorable}$$

ZONA A

	Coeficiente Mayoración	Carga Mayorada
Carga Permanente 18,45 KN/m ²		
Total permanente: 18,45 KN/m ²	1,35	25 KN/m ²
Cargas Variables Uso: 5 KN/m ² Nieve: 1,0 KN/m ²		
Total variables: 6 KN/m ²	1,5	9 KN/m ²

TOTAL CARGA ZONA A: 34 KN/m²

Distribución de cargas

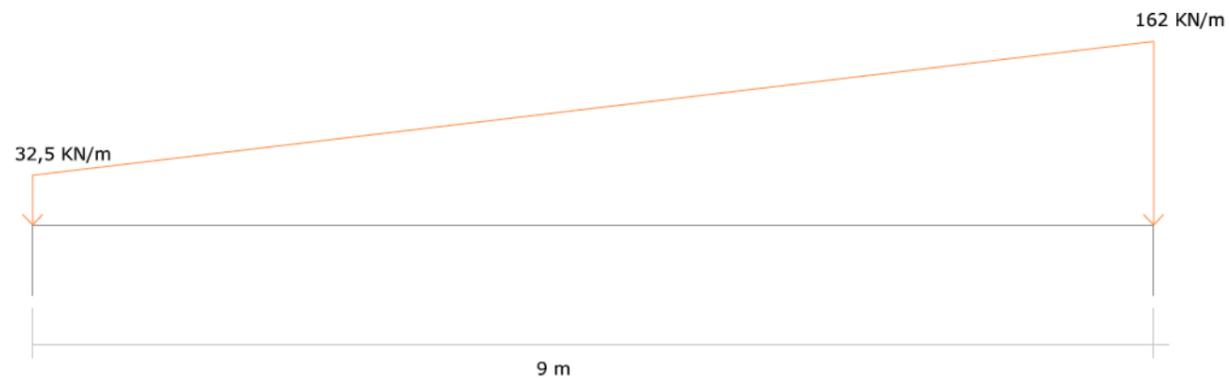


CASO B

	Coeficiente Mayoración	Carga Mayorada
Carga Permanente extremo 1 18,45 KN/m ²		
Total permanente: 18,45 KN/m ²	1,35	25 KN/m ²
Carga Permanente extremo 2 114,45 KN/m ²		
Total permanente: 114,45 KN/m ²	1,35	154,5 KN/m ²
Cargas Variables		
Uso: 0 KN/m ²		
Nieve: 1,0 KN/m ²		
Total variables: 5 KN/m ²	1,5	7,5 KN/m ²

TOTAL CARGA CASO B:

Extremo 1: 32,5 KN/m²
Extremo 2: 162 KN/m²



El objetivo de esta memoria es comprobar aquellos elementos estructurales más característicos y representativos del proyecto, tales como:

- La **carpintería estructural** que delimita el espacio interior del exterior, tanto en fachada como en la rampa de acceso, y que además de configurar y modular la fachada sirve de soporte a la losa de cubierta y a la losa de la rampa. Está compuesta por una sección rectangular de acero, recubierta de aluminio y situada cada 1,30 m.
- La **losa de cubierta**, proyectada como una losa aligerada de hormigón armado bidireccional con bloques de porexpan, actúa como dos losas unidas mediante nervios permitiendo salvar grandes distancias y generar voladizos.

Todo el cálculo de los elementos estructurales se ha realizado a mano con la correspondiente bibliografía por lo que su valor puede diferir si se calculara la estructura mediante programas informáticos.

CÁLCULO DE LA LOSA ALIGERADA

El cálculo de esta losa se divide en dos zonas debido a la diferencia de carga existente en la Zona A y en la Zona B, puesto que esta última se encuentra sometida a la carga del talud.

Su comprobación se realiza por un lado, mediante una serie de fichas donde se muestran las luces y características más habituales para cada tipología de forjado y por otro lado, mediante un cálculo a mano de la situación más desfavorable en ambas zonas.

CÁLCULO DE CARPINTERÍA ESTRUCTURAL

El principal problema que presenta este elemento es su esbeltez, por lo que puede generar problemas de pandeo, debido a esto se comprobará la perfilera a dicha solicitación, realizando el cálculo en dos casos significativos:

Tipo A_Fachada donde sólo recibe las cargas transmitidas por el forjado.

Tipo B_Rampa donde recibe tanto las cargas de la losa de cubierta como las cargas de la losa de la rampa.

BIBLIOGRAFÍA EMPLEADA

“Problemas de estructuras metálicas adaptadas al código técnico”

“Estructuras metálicas para edificación adaptadas al CTE” -- *Monfort Leonart, Jose*

“Hormigón armado” -- *Jiménez Montoya, Pedro*

“Prontuario de estructuras metálicas” -- *Rodríguez Borlado, Ramiro*

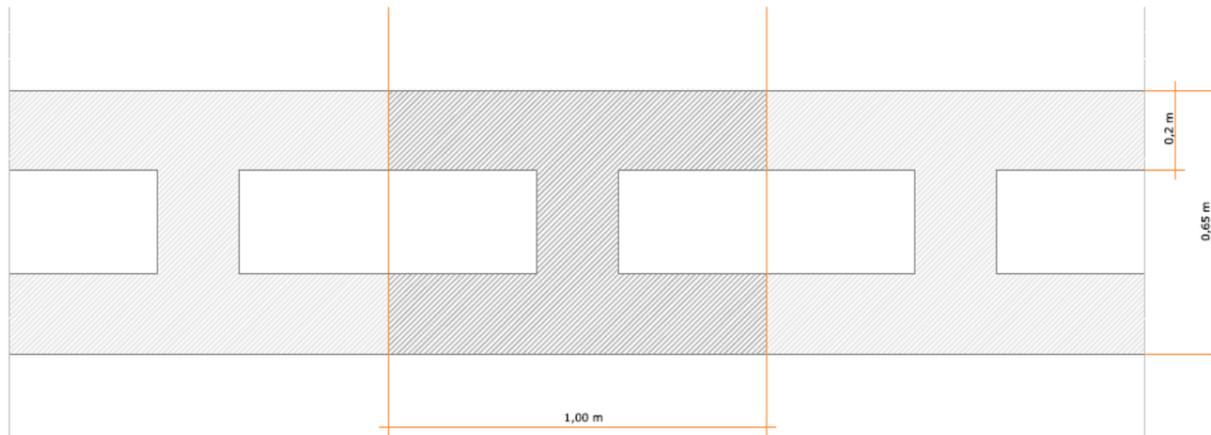
“Criterios para la elección del tipo de forjado, diseño y predimensionado” -- *Gallardo Llopis, David*

“Instrucción de hormigón estructural. EHE-08”

4.1 LOSA ALIGERADA DE HORMIGÓN ARMADO

ZONA A

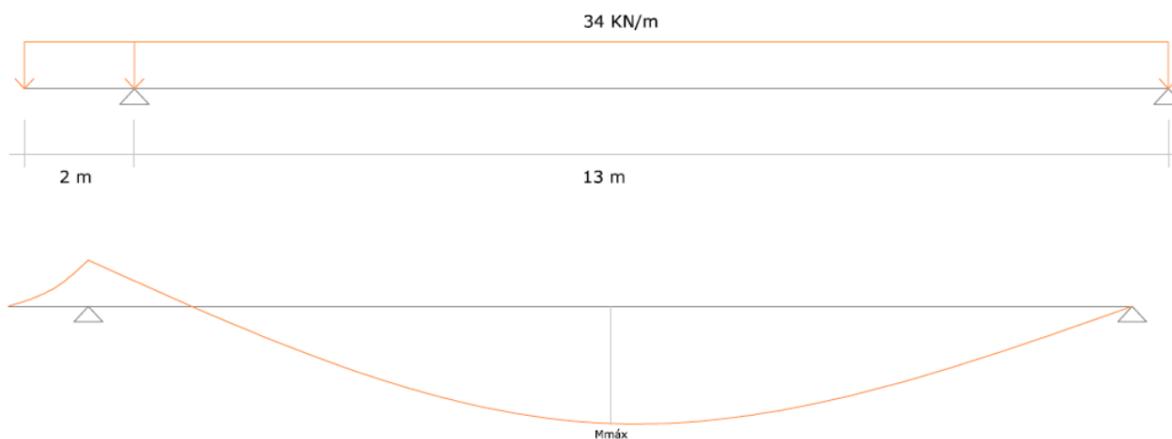
Comprobaremos una sección doble T de la losa



1| Aplicación de la carga

Carga = 34 KN/m²
 Ámbito de carga = 1,00 m
 Carga repartida = 34,00 x 1,00 = 34,00 KN/m

2| Modelización



3| Cálculo

Para la comprobación y debido a que la carga es uniformemente repartida, consideraremos el momento en el centro de vano, de forma que:

$$M_{\max} = ql^2/8$$

$$M_{\max} = 34 \times 13^2/8 = 718,25 \text{ KN/m}^2$$

Teniendo en cuenta el voladizo

$$M_{\text{vol}} = ql^2/2$$

$$M_{\text{vol}} = 34 \times 2^2/2 = 68 \text{ KN/m}^2$$

Por tanto, si tenemos en cuenta que el voladizo ayuda a reducir algo el momento obtenemos:

$$M_{\text{cv}} = M_{\max} - M_{\text{vol}} = 718,25 - 68 = 650,25 \text{ KN/m}^2 = M_d$$

Con el momento mayorado, M_d , obtenemos los valores de cálculo μ y ω :

$$\mu = M_d / bd^2f_{cd}$$

siendo:

b: 1,00 m

d: 0,6 m

f_{cd} : 25/1,5

$$\mu = 650,25 \times 10^6 / (1000 \times 600^2 \times 25/1,5) = 0,11$$

entrando en el ábaco con valor $\mu = 0,11 \rightarrow \omega = 0,115$

Determinamos la capacidad mecánica U_s según la fórmula:

$$U_s = \omega bdf_{cd}$$

$$U_s = 0,115 \times 1000 \times 600 \times 25/1,5 \times 10^{-3} = 1150 \text{ KN}$$

4| Limitaciones

- Limitación geométrica

$$U_{s1} = 2,00/1000 bhf_{yd}$$

(*) El valor 2,00 se obtiene de la tabla 42.3.5 de la EHE-08.

$$U_{s1} = (2,00/1000) \times 1000 \times 650 \times 400 / 1,15 \times 10^{-3} = 452 \text{ KN}$$

$$U_{s2} = 0,3 U_{s1} = 0,3 \times 452 = 135,6 \text{ KN}$$

- Limitación mecánica

$$0,04bhf_{cd} = 0,04 \times 1000 \times 650 \times 25 / 1,5 \times 10^{-3} = 433 \text{ KN} \rightarrow \text{No la tenemos en cuenta.}$$

5| Armaduras

$$U_s = 1150 \text{ KN}$$

Se eligen barras de $\varnothing 20$, y sabiendo que la capacidad mecánica de un redondo del 20 es:

$$\varnothing 20 = 109,3 \text{ KN}$$

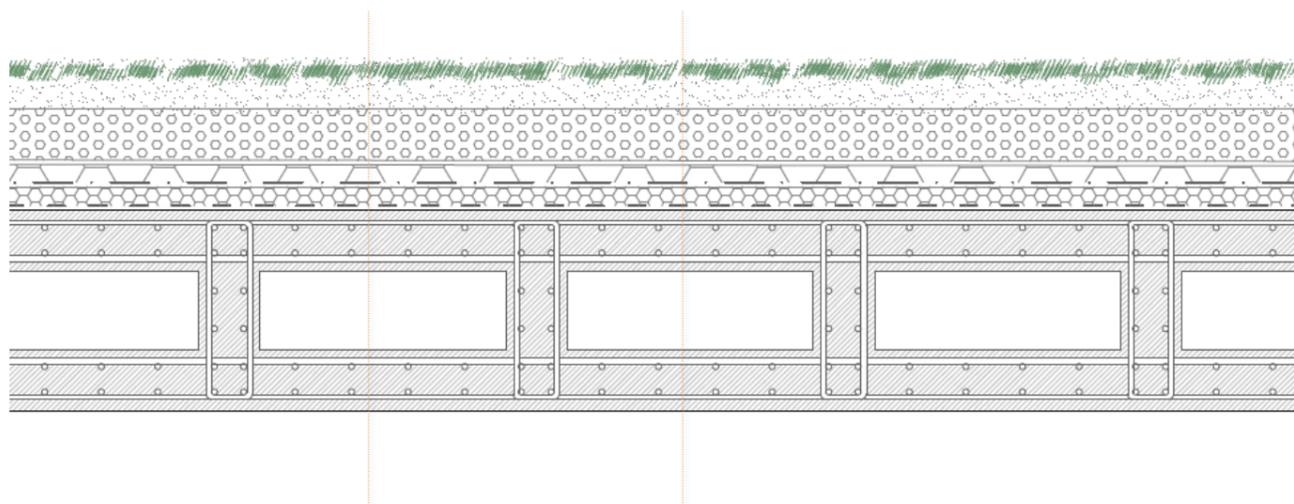
$$600 / 109,3 = 10,5 \rightarrow 11\varnothing 20$$

Necesitamos número par para encajar los nervios, por lo que se obtiene **12 $\varnothing 20$**

Con el siguiente esquema de armado, comprobaremos que disponemos de espacio suficiente en la sección que estamos estudiando para albergar dichas armaduras y cumplir las limitaciones impuestas por la EHE-08.

Teniendo en cuenta que disponemos de 12 barras a repartir en dos filas de armadura, la comprobación se realizará teniendo en cuenta 6 barras:

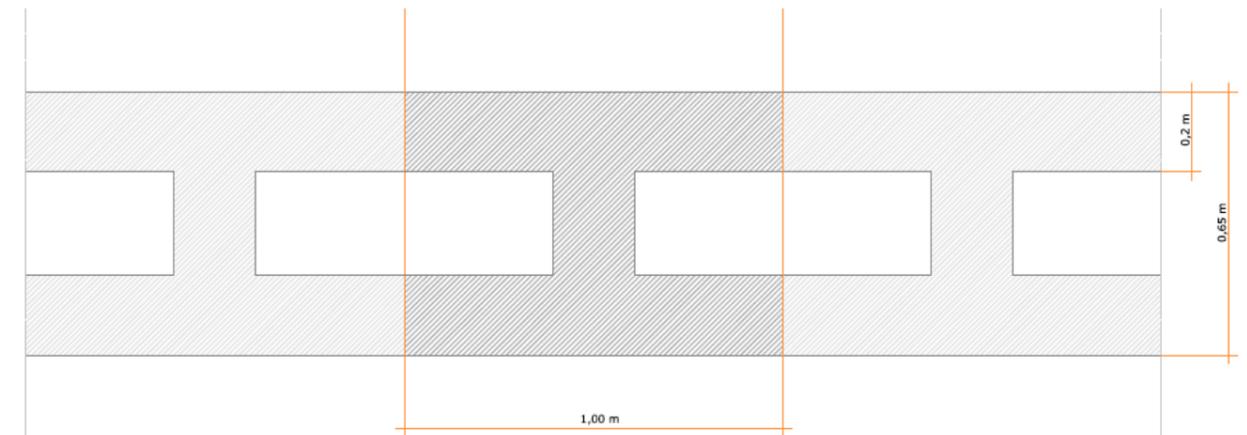
$$s = 100 - (6 \times 2 \times 1,2) / 5 = 17 \text{ cm} > 2 \text{ cm} \rightarrow \text{cumplimos con la separación mínima exigida con la norma, además de tener espacio suficiente para el vibrador (6 cm).}$$



4 | CÁLCULO Y COMPROBACIÓN PREDIMENSIONADO

ZONA B

Comprobaremos una sección doble T de la losa



1| Aplicación de la carga

La carga en esta sección es una carga trapezoidal, sin embargo para este cálculo haremos la simplificación de tomar una carga constante igual al valor promedio:

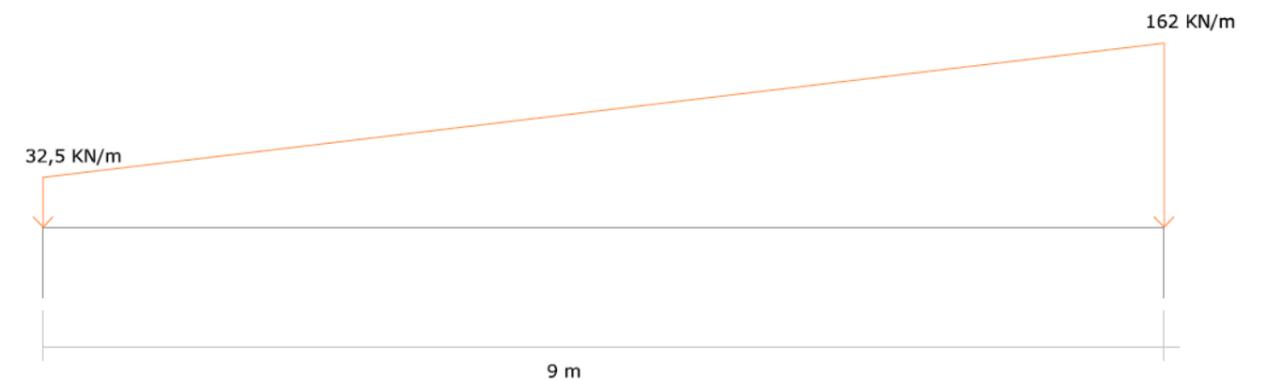
$$32,5 + 162 / 2 = 97,25 \text{ KN/m}^2$$

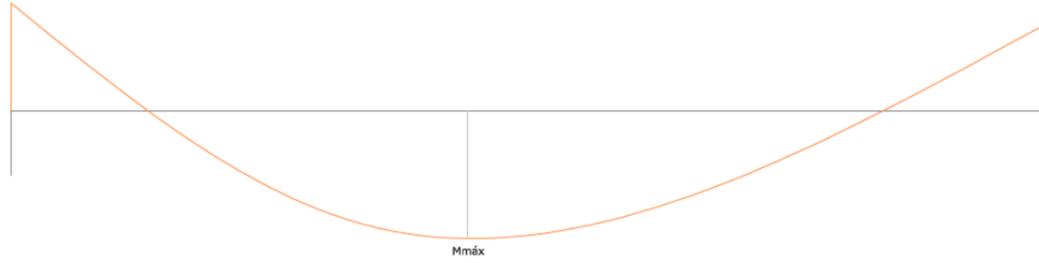
$$\text{Carga} = 97,25 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Ámbito de carga} = 1,00 \text{ m}$$

$$\text{Carga repartida} = 97,25 \times 1,00 = 97,25 \text{ KN/m}$$

2| Modelización





3 | Cálculo

Para la comprobación de esta losa suponemos que se encuentra empotrada en sus extremos, por lo que, tomando como carga constante 97,25 KN/m y entrando en las fórmulas del prontuario:

$$M_{\text{extremo}} = ql^2/12$$

$$M_{\text{extremo}} = 97,25 \times 9^2 / 12 = 656,5 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{\text{cv}} = ql^2/24$$

$$M_{\text{extremo}} = 97,25 \times 9^2 / 24 = 328,21 \text{ KN/m}^2$$

Estos valores cumplen la condición que la diferencia entre ambos es $ql^2/8$

$$ql^2/8 = 97,25 \times 9^2 / 8 = 984,6 \text{ KN/m}^2$$

No obstante, los elementos sometidos a flexión no se arman con el momento en centro de vano inferior a la mitad del momento isostático, por lo que le imponemos la condición:

$$M_{\text{cv}} = ql^2/16$$

$$M_{\text{extremo}} = 97,25 \times 9^2 / 16 = 492,3 \text{ KN/m}^2$$

Eligiendo este valor para el cálculo del armado en centro de vano.

Con el momento mayorado, M_d , en extremo y centro de vano obtenemos los valores de cálculo μ y ω de ambos casos:

$$\mu = M_d / bd^2 f_{cd}$$

siendo:

b: 1,00 m

d: 0,6 m

f_{cd} : 25/1,5

4 | CÁLCULO Y COMPROBACIÓN PREDIMENSIONADO

Momento en el extremo

$$\mu = 656,5 \times 10^6 / (1000 \times 600^2 \times 25/1,5) = 0,11$$

entrando en el ábaco con valor $\mu = 0,11 \rightarrow \omega = 0,115$

Determinamos la capacidad mecánica U_s según la fórmula:

$$U_s = \omega b d f_{cd}$$

$$U_s = 0,115 \times 1000 \times 600 \times 25/1,5 \times 10^{-3} = 1150 \text{ KN}$$

Momento en centro de vano

$$\mu = 492,3 \times 10^6 / (1000 \times 600^2 \times 25/1,5) = 0,08$$

entrando en el ábaco con valor $\mu = 0,08 \rightarrow \omega = 0,08$

Determinamos la capacidad mecánica U_s según la fórmula:

$$U_s = \omega b d f_{cd}$$

$$U_s = 0,08 \times 1000 \times 600 \times 25/1,5 \times 10^{-3} = 800 \text{ KN}$$

4 | Limitaciones

- Limitación geométrica

$$U_{s1} = 2,00/1000 b h f_{yd}$$

(* El valor 2,00 se obtiene de la tabla 42.3.5 de la EHE-08.

$$U_{s1} = (2,00/1000) \times 1000 \times 650 \times 400/1,15 \times 10^{-3} = 452 \text{ KN}$$

$$U_{s2} = 0,3 U_{s1} = 0,3 \times 452 = 135,6 \text{ KN}$$

- Limitación mecánica

$$0,04 b h f_{cd} = 0,04 \times 1000 \times 650 \times 25/1,5 \times 10^{-3} = 433 \text{ KN} \rightarrow \text{No la tenemos en cuenta.}$$

5 | Armaduras

_Armadura en el extremo

$$U_s = 1150 \text{ KN}$$

Se eligen barras de $\varnothing 20$, y sabiendo que la capacidad mecánica de un redondo del 20 es:

$$\varnothing 20 = 109,3 \text{ KN}$$

$$1150/109,3 = 10,52 \rightarrow 11\varnothing 20$$

Necesitamos número par para encajar los nervios, por lo que se obtiene **12 \varnothing 20** para los extremos.

Al ser el mismo armado que el caso anterior, no hace falta comprobar la separación entre armaduras.

_Armadura en centro de vano

$$U_s = 800 \text{ KN}$$

Se eligen barras de $\varnothing 20$, y sabiendo que la capacidad mecánica de un redondo del 20 es:

$$\varnothing 20 = 109,3 \text{ KN}$$

$$800/109,3 = 7,31 \rightarrow 8\varnothing 20$$

Con el siguiente esquema de armado, comprobaremos que disponemos de espacio suficiente en la sección que estamos estudiando para albergar dichas armaduras y cumplir las limitaciones impuestas por la EHE-08.

Teniendo en cuenta que disponemos de 8 barras a repartir en dos filas de armadura, la comprobación se realizará teniendo en cuenta 4 barras:

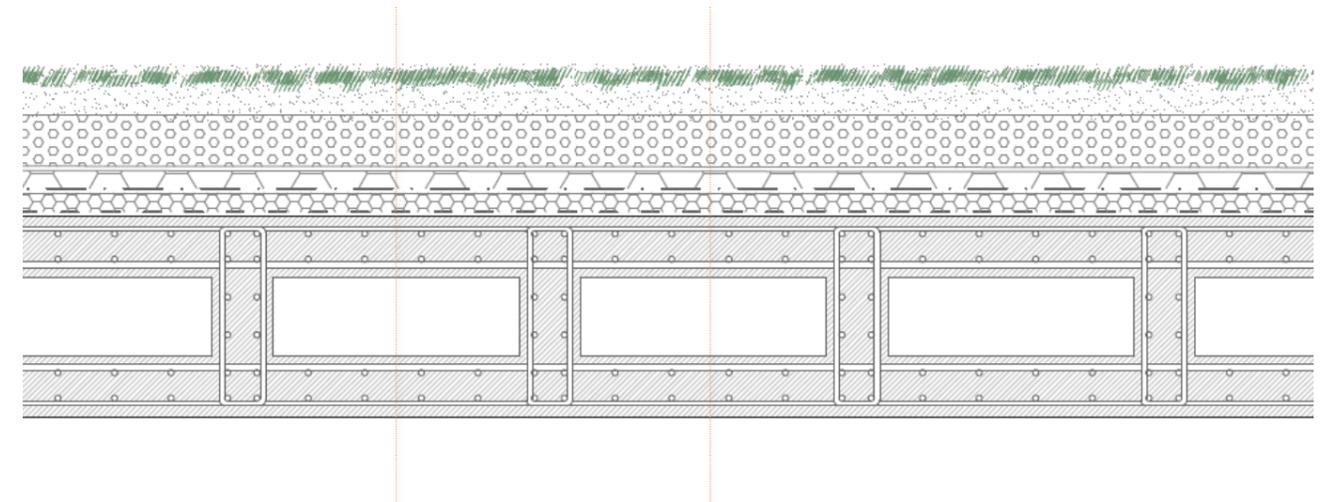
$s = 100 - (4 \times 2 \times 1,2) / 3 = 30,1 \text{ cm} > 2 \text{ cm} \rightarrow$ cumplimos con la separación mínima exigida con la norma, además de tener espacio suficiente para el vibrador (6 cm).

Las 12 \varnothing 20 barras del extremo tendríamos que colocarlas hasta el punto de momento nulo, esto es:

Momento nulo en $x=0,2113L$

$$X=0,2113 \times 9 = 1,9 \text{ m} \rightarrow 2 \text{ m}$$

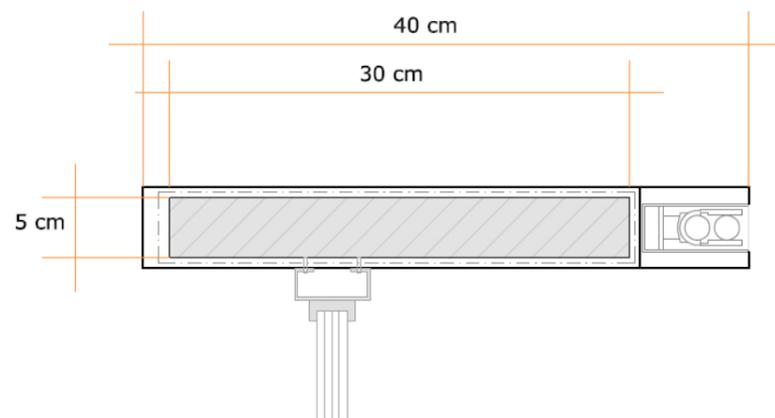
Sin embargo, dado que en la zona A se disponen 12 \varnothing 20, en los extremos de este caso también, y teniendo en cuenta, que el cálculo es aproximado, se opta por unificar el armado colocando **12 \varnothing 20** en toda la losa.



4.2 PERFILERÍA METÁLICA

La perfilería metálica o carpintería estructural es uno de los dos elementos estructurales verticales que componen el proyecto, teniendo una gran relevancia tanto estructural como compositivamente pues es el elemento que conforma la fachada del edificio.

Aunque la carpintería estructural tenga una dimensión de 40 x 6 cm, el perfil tiene una dimensión de 30 x 5 cm, empleando los 10 cm sobrantes para la instalación eléctrica.



Para realizar el cálculo tomaremos dos secciones tipo de dicha perfilería:

- Tipo A _ correspondiente a los perfiles de fachada
- Tipo B _ correspondiente a los perfiles de la rampa.

En ambos casos la carga aplicada en cubierta es la correspondiente a la ZONA A.

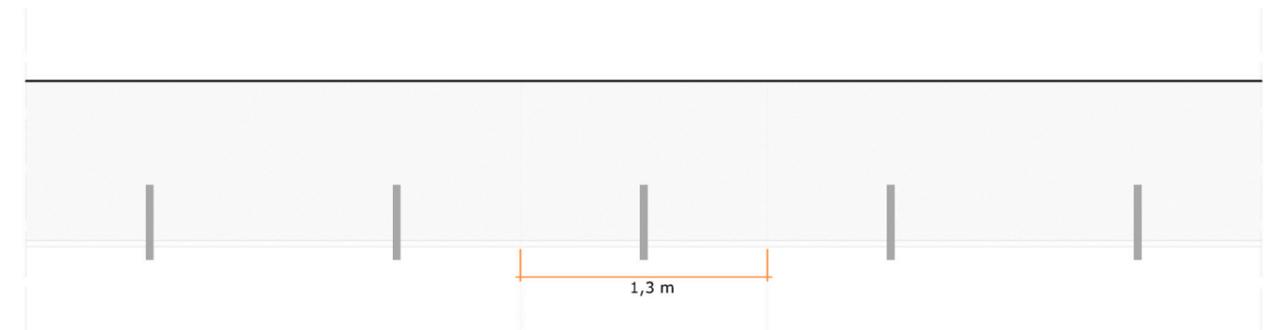
Sección Tipo A _ Fachada

1 | Aplicación de las cargas

La perfilería de fachada únicamente recibe las cargas transmitidas por la cubierta:

- Carga correspondiente a la cubierta: 34 KN/m²
- Ámbito de carga: 1,30 m
- Dimensión elemento: 13m + 1m (voladizo)

4 | CÁLCULO Y COMPROBACIÓN PREDIMENSIONADO



Dado que consideramos una unión articulada entre el perfil y el forjado y las cargas se transmiten en el centro de gravedad de la pieza, no se generan momentos en ella, por tanto:

$$N_d = 34 \times 1,30 \times (1 + 13/2) = 331,5 \text{ KN}$$

2 | Modelización de la estructura



3 | Comprobación

$$B = 300 \text{ mm}$$

$$H = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Área perfil (A)} \rightarrow A = BH$$

$$A = 300 \times 50 = 15.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Inercia del perfil (I)} \rightarrow I = BH^3/12$$

$$I = 300 \times 50^3/12 = 3.125.000 \text{ mm}^4$$

$$\text{Radio de giro (i)} \rightarrow i = \sqrt{I/A}$$

$$i = \sqrt{3.125.000/15.000} = 14,5 \text{ mm}$$

$$\text{Longitud de pandeo (Lp)} = 4 \text{ m}$$

Con estos datos podemos obtener la esbeltez mecánica (λ)

$$\lambda = \beta L_p / i$$

siendo β un coeficiente que depende del tipo de enlace, como nuestro caso es una barra articulada-empotrada, obtenemos un coeficiente $\beta = 0,7$

Por tanto,

$$\lambda = 0,7 \times 4000 / 14,5 = 193,1$$

Entrando en la tabla de coeficientes ω para hacer A42, obtenemos:

COEFICIENTE ω DE PANDEO PARA EL ACERO A 42										
λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,03	1,03	1,03	1,03	1,04
30	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05	1,05	1,06	1,06	1,07	1,07
40	1,07	1,08	1,08	1,09	1,09	1,10	1,10	1,11	1,12	1,12
50	1,13	1,14	1,14	1,15	1,16	1,17	1,18	1,19	1,20	1,21
60	1,22	1,23	1,24	1,25	1,26	1,27	1,29	1,30	1,31	1,33
70	1,34	1,36	1,37	1,39	1,40	1,42	1,44	1,46	1,47	1,49
80	1,51	1,53	1,55	1,57	1,60	1,62	1,64	1,66	1,69	1,71
90	1,74	1,76	1,79	1,81	1,84	1,86	1,89	1,92	1,95	1,98
100	2,01	2,03	2,06	2,09	2,13	2,16	2,19	2,22	2,25	2,29
110	2,32	2,35	2,39	2,42	2,46	2,49	2,53	2,56	2,60	2,64
120	2,67	2,71	2,75	2,79	2,82	2,86	2,90	2,94	2,98	3,02
130	3,06	3,11	3,15	3,19	3,23	3,27	3,32	3,36	3,40	3,45
140	3,49	3,54	3,58	3,63	3,67	3,72	3,77	3,81	3,86	3,91
150	3,96	4,00	4,05	4,10	4,15	4,20	4,25	4,30	4,35	4,40
160	4,45	4,51	4,56	4,61	4,66	4,72	4,77	4,82	4,88	4,93
170	4,99	5,04	5,10	5,15	5,21	5,26	5,32	5,38	5,44	5,49
180	5,55	5,61	5,67	5,73	5,79	5,85	5,91	5,97	6,03	6,09
190	6,15	6,21	6,27	6,34	6,40	6,46	6,53	6,59	6,65	6,72
200	6,78	6,85	6,91	6,98	7,05	7,11	7,18	7,25	7,31	7,38
210	7,45	7,52	7,59	7,66	7,72	7,79	7,86	7,93	8,01	8,08
220	8,15	8,22	8,29	8,36	8,44	8,51	8,58	8,66	8,73	8,80
230	8,88	8,95	9,03	9,11	9,18	9,26	9,33	9,41	9,49	9,57
240	9,64	9,72	9,80	9,88	9,96	10,04	10,12	10,20	10,28	10,36
250	10,44									

$$\lambda = 193,1 \rightarrow \omega = 6,34$$

Ahora podemos comprobar la expresión:

$$\sigma \leq \sigma_{adm}$$

siendo σ_{adm} la tensión admisible que, para el acero S 275

$$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 1,05$$

Por tanto,

$$\sigma_{adm} = 275 / 1,05 = 261,9 \text{ N/mm}^2$$

Comprobando la expresión obtenemos:

$$\sigma = N_d \omega / A$$

$$\sigma = 331,5 \times 10^3 \times 6,34 / 15.000 = \mathbf{140,1 \text{ N/mm}^2} < \sigma_{adm}$$

Cumplimos con la sección de perfil 300x50 mm debido a que el ámbito de carga es reducido.

Sección Tipo B _ Rampa

1 | Aplicación de las cargas

La perfilera de fachada recibe las cargas transmitidas tanto por la cubierta como por la rampa de acceso:

Cargas de la losa de la rampa

- Carga correspondiente a la cubierta: 34 KN/m²
- Ámbito de carga: 1,30 m
- Dimensión elemento: 2 m

$$N_{d1} = 34 \times 1,30 \times (2/2) = 44,2 \text{ KN}$$

Este axil procedente de la carga de la rampa no se aplica exactamente sobre el centro de gravedad de la pieza por lo que generará un momento M_{d1} debido a la excentricidad de la carga.

$$M_{d1} = 44,2 \times 0,15 = 6,63 \text{ KNm}$$

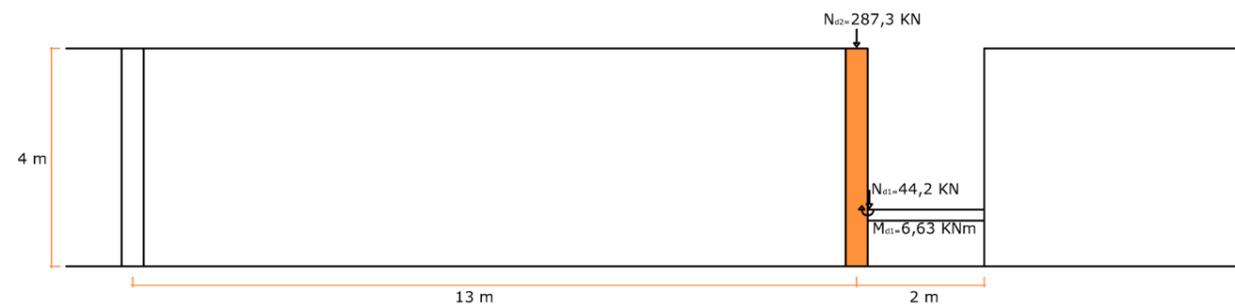
Cargas de cubierta

- Carga correspondiente a la cubierta: 34 KN/m²
- Ámbito de carga: 1,30 m
- Dimensión elemento: 13 m

En este caso, las cargas sí se transmiten en el centro de gravedad de la pieza por lo que no se generan momentos en ella, por tanto:

$$N_{d2} = 34 \times 1,30 \times 13/2 = 287,3 \text{ KN}$$

2 | Modelización de la estructura



4 | CÁLCULO Y COMPROBACIÓN PREDIMENSIONADO

3 | Comprobación

$$B = 300 \text{ mm}$$

$$H = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Área perfil (A)} \rightarrow A = BH$$

$$A = 300 \times 50 = 15.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Inercia del perfil (I)} \rightarrow I = BH^3/12$$

$$I = 300 \times 50^3/12 = 3.125.000 \text{ mm}^4$$

$$\text{Radio de giro (i)} \rightarrow i = \sqrt{I/A}$$

$$i = \sqrt{3.125.000/15.000} = 14,5 \text{ mm}$$

$$\text{Longitud de pandeo (Lp)} = 3 \text{ m}$$

(*) La longitud de pandeo es variable según el perfil pues la rampa va descendiendo desde la cubierta, en este caso se opta por elegir una longitud de pandeo de 3 m.

Con estos datos podemos obtener la esbeltez mecánica (λ)

$$\lambda = \beta L_p / i$$

siendo β un coeficiente que depende del tipo de enlace, como nuestro caso es una barra articulada-empotrada, obtenemos un coeficiente $\beta = 0,7$

Por tanto,

$$\lambda = 0,7 \times 3000 / 14,5 = 144,8$$

Entrando en la tabla de coeficientes ω para hacer A42, obtenemos:

COEFICIENTE ω DE PANDEO PARA EL ACERO A 42										
λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,03	1,03	1,03	1,03	1,04
30	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05	1,05	1,06	1,06	1,07	1,07
40	1,07	1,08	1,08	1,09	1,09	1,10	1,10	1,11	1,12	1,12
50	1,13	1,14	1,14	1,15	1,16	1,17	1,18	1,19	1,20	1,21
60	1,22	1,23	1,24	1,25	1,26	1,27	1,29	1,30	1,31	1,33
70	1,34	1,36	1,37	1,39	1,40	1,42	1,44	1,46	1,47	1,49
80	1,51	1,53	1,55	1,57	1,60	1,62	1,64	1,66	1,69	1,71
90	1,74	1,76	1,79	1,81	1,84	1,86	1,89	1,92	1,95	1,98
100	2,01	2,03	2,06	2,09	2,13	2,16	2,19	2,22	2,25	2,29
110	2,32	2,35	2,39	2,42	2,46	2,49	2,53	2,56	2,60	2,64
120	2,67	2,71	2,75	2,79	2,82	2,86	2,90	2,94	2,98	3,02
130	3,06	3,11	3,15	3,19	3,23	3,27	3,32	3,36	3,40	3,45
140	3,49	3,54	3,58	3,63	3,67	3,72	3,77	3,81	3,86	3,91
150	3,96	4,00	4,05	4,10	4,15	4,20	4,25	4,30	4,35	4,40
160	4,45	4,51	4,56	4,61	4,66	4,72	4,77	4,82	4,88	4,93
170	4,99	5,04	5,10	5,15	5,21	5,26	5,32	5,38	5,44	5,49
180	5,55	5,61	5,67	5,73	5,79	5,85	5,91	5,97	6,03	6,09
190	6,15	6,21	6,27	6,34	6,40	6,46	6,53	6,59	6,65	6,72
200	6,78	6,85	6,91	6,98	7,05	7,11	7,18	7,25	7,31	7,38
210	7,45	7,52	7,59	7,66	7,72	7,79	7,86	7,93	8,01	8,08
220	8,15	8,22	8,29	8,36	8,44	8,51	8,58	8,66	8,73	8,80
230	8,88	8,95	9,03	9,11	9,18	9,26	9,33	9,41	9,49	9,57
240	9,64	9,72	9,80	9,88	9,96	10,04	10,12	10,20	10,28	10,36
250	10,44									

$\lambda = 144,8 \rightarrow$ Redondeamos a 145 $\rightarrow \omega = 3,72$

Ahora podemos comprobar la expresión:

$$\sigma \leq \sigma_{adm}$$

siendo σ_{adm} la tensión admisible que, para el acero S 275

$$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 1,05$$

Por tanto,

$$\sigma_{adm} = 275/1,05 = 261,9 \text{ N/mm}^2$$

Comprobando la expresión obtenemos:

$$\sigma = N_d \omega / A + M_d / W$$

siendo W el módulo resistente

$$W = I / Y_{m\acute{a}x} = I / (H/2) = 3.125.00 / (50/2) = 125.000 \text{ mm}^3$$

Por tanto,

$$\begin{aligned} \sigma &= 44,2 \times 10^3 \times 3,72 / 15.000 + 287,3 \times 10^3 \times 3,72 / 15.000 + 6,63 \times 10^6 / 125.000 = \\ &= 10,9 + 71,3 + 53,04 = \mathbf{135,25 \text{ N/mm}^2} < \sigma_{adm} \end{aligned}$$

Cumplimos con la sección de perfil 300x50 mm.

4.3 PLACAS DE ANCLAJE

Placa Tipo A _ Fachada

Esfuerzo: Compresión simple
Unión: Empotramiento

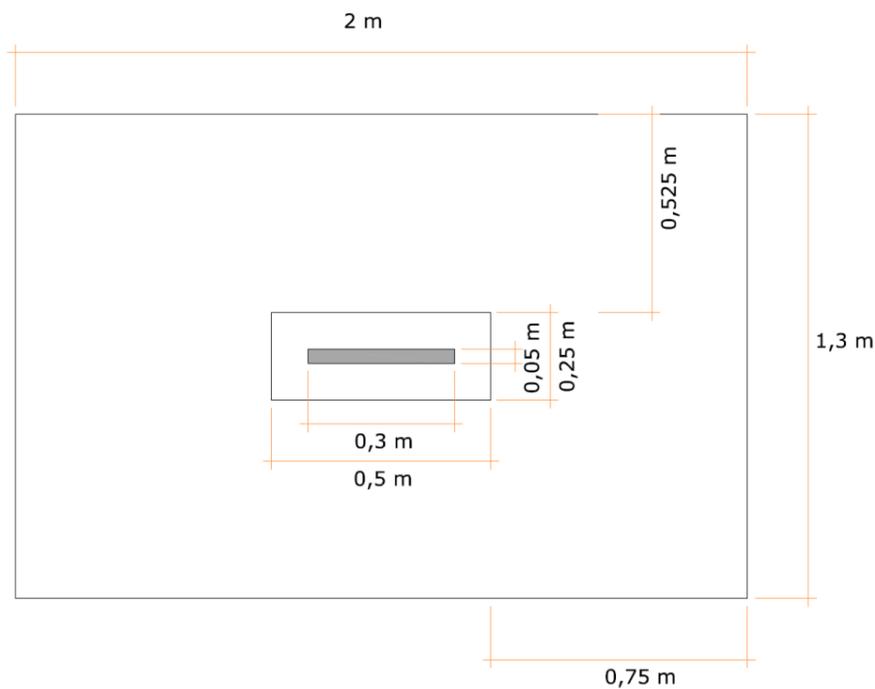
1 | Datos

Axil, $N_{Ed} = 331,5$ KN
Perfil = 300 x 50 mm²

2 | Predimensionamiento de la placa

$A = a + 2 \times 100 \text{ mm} = 300 + 200 = 500 \text{ mm}$
 $B = b + 2 \times 100 \text{ mm} = 50 + 200 = 250 \text{ mm}$

$A \times B = 500 \times 250 \text{ mm}^2$



4 | CÁLCULO Y COMPROBACIÓN PREDIMENSIONADO

3 | Cálculo del área portante

3.1 Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{j,cd} = \beta_j K_j f_{cd}$$

donde:

$$\beta_j = 2/3 = 0,66 \text{ (coeficiente de junta)}$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 25 / 1,5 = 16,6 \text{ N/mm}^2$$

$$K_j = (a_1 b_1 / ab)^{1/2}$$

a_1 es el menor de:

$$a_1 \leq a + 2 \cdot a_r = 500 + 2 \times 750 = 2000 \text{ mm}$$

$$a_1 \leq 5a = 5 \times 500 = 2500 \text{ mm}$$

$$a_1 \leq a + h = 500 + 1000 = \underline{1500 \text{ mm}}$$

$$a_1 \leq 5b_1 = 500 + 2 \times 1250 = 6250 \text{ mm}$$

b_1 es el menor de:

$$b_1 \leq b + 2 \cdot b_r = 250 + 2 \times 525 = 1300 \text{ mm}$$

$$b_1 \leq 5 \cdot b = 5 \times 250 = 1250 \text{ mm}$$

$$b_1 \leq b + h = 250 + 1000 = \underline{1250 \text{ mm}}$$

$$b_1 \leq 5a_1 = 500 + 2 \times 1500 = 7500 \text{ mm}$$

$$K_j = (a_1 b_1 / ab)^{1/2} = (1500 \times 1250 / 500 \times 250)^{1/2} = 3,8$$

Así pues,

$$f_{j,cd} = \beta_j K_j f_{cd} = (2/3) \times 3,8 \times (25/1,5) = 43 \text{ N/mm}^2$$

3.2 Sección resistente de la chapa

Anchura suplementaria:

$$c = t (f_y / 3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0})^{1/2}$$

$$c = 10 (275 / 3 \cdot 43 \cdot 1,05)^{1/2} = 14,25 \text{ mm} \rightarrow 15 \text{ mm}$$

Área portante:

$$A = (50 + 15 + 15) \times (300 + 15 + 15) = 26.400 \text{ mm}^2$$

4 | Comprobación de las dimensiones de la placa

Se debe comprobar que la tensión resultante en la superficie de la placa de anclaje sea menor que la resistencia a compresión del hormigón: $\sigma < f_{jd}$

$$\sigma_{\max} = N_{Ed} / A_p \leq f_{jd}$$

$$\sigma_{\max} = 331,5 \times 10^3 / 26.400 = 12,6 \text{ N/mm}^2 \leq f_{jd} \rightarrow \text{Cumple}$$

5 | Comprobación del espesor de la chapa

$$M_{pl,Rd} > M_{Ed}$$

donde:

$$M_{Ed} = qc^2/2 \quad M_{pl,Rd} = t^2 \cdot f_y / 4 \cdot \gamma_{M0}$$

$$q = \sigma \cdot b = 12,6 \times 1 = 12,6 \text{ N/mm}$$

$$M_{Ed} = 12,6 \times 15^2 / 2 = 1417,5 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$M_{pl,Rd} = 10^2 \times 275 / 4 \times 1,05 = 6.547,7 \text{ N}\cdot\text{mm} > M_{Ed} \rightarrow \text{Cumple}$$

6 | Dimensionado de los anclajes

Hay que resolver el encuentro para que sea un empotramiento, por lo que la armadura mínima que disponemos es **4Ø16**

$$4\text{Ø}16 \rightarrow A_s = 4 \times (16^2 \times \pi) / 4 = 804,24 \text{ mm}^2$$

- Tenemos que cumplir dos condiciones:

a) $A_s f_{yd} = 0,1 N_{Ed}$

$$f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 400 / 1,15 = 347,8 \text{ N/mm}^2 \text{ (Acero B 400 S)}$$

$$A_s = 804,24 \text{ mm}^2 \geq (0,1 \times 331,5 \times 10^3) / 347,8 = 95,3 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

b) $A_s \geq 0,004 (ab)$

$$A_s = 804,24 \text{ mm}^2 \geq 0,004 (500 \times 250) = 500 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

- Longitud básica de anclaje l_b

$$l_b = m \varnothing^2 \geq (f_{yk}/20) \varnothing$$

siendo $m = 12$ para acero B 400 s y $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

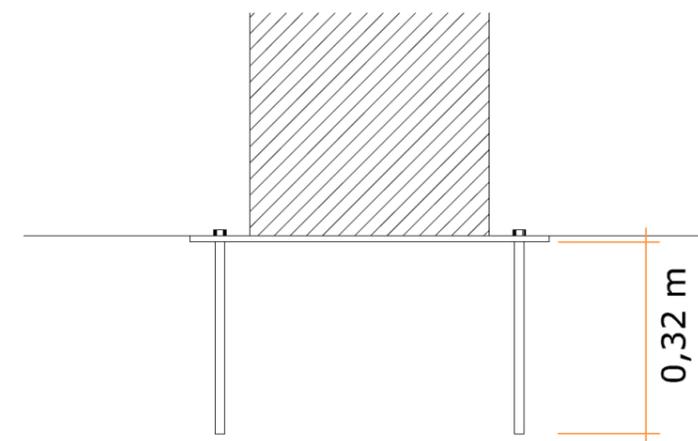
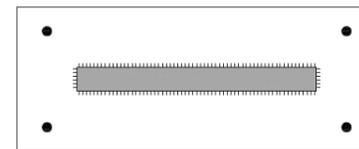
$$l_b = 12 \times 1,6^2 = 30,72 \text{ cm} \geq (400/20) \times 1,6 = 32 \text{ cm}$$

$l_b = 32 \text{ cm}$

siendo $l_{b,min} \geq 10 \varnothing = 10 \times 16 = 160 \text{ mm}$

150 mm

$$2/3 l_b = 2/3 \times 320 = 213,3 \text{ mm}$$



ANEJO_1 | CÁLCULO ESTRUCTURAL

DOCUMENTACIÓN GRÁFICA

1 | PLANOS DESCRIPTIVOS

1.1 | Plano de cimentación

1.2 | Plano de estructura horizontal

2 | DETALLES

2.1 | Encuentros

2.2 | Rampa bancales