



ANEJO Nº6. CÁLCULO DEL MARCO





ÍNDICE.

1. OBJETO.

2. ESFUERZOS

2.1. Modelización de la estructura.

2.2. Introducción de cargas.

2.2.1. Acciones permanentes (G)

2.2.2. Acciones permanentes de valor no constante (G*).

2.2.3. Acciones variables (Q).

3. COMBINACIÓN DE ACCIONES.

4. RESULTADOS.

5. DIMENSIONAMIENTO DE ARMADURAS.

5.1. E.L.U. de agotamiento frente a solicitaciones normales (Art. 42, EHE-08)

5.1.1. Losa Superior.

5.1.2. Losa Inferior.

5.1.3. Hastiales.

5.1.4. Longitudes totales y longitudes de anclaje (Art. 69.5 EHE-08).

5.2. E.L.U. de agotamiento frente a cortante (Art. 44, EHE-08).

5.2.1. Losa superior.

5.2.2. Losa inferior.

5.2.3. Hastiales.

5.3. E.L.S. de fisuración.

5.3.1. Losa superior.

5.3.2. Losa inferior.

5.3.3. Hastiales.



1. OBJETO.

El objetivo de este anejo es ilustrar desde una perspectiva estructural el diseño de los componentes de hormigón armado que conforman el paso inferior del presente proyecto.

Cabe destacar que los todos cálculos realizados en este anejo se refieren a la armadura transversal de la sección del marco, ya que tal y como se indica en la norma EHE, la armadura longitudinal se calculará a partir de la transversal mediante cuantías geométricas mínimas.

2. ESFUERZOS

2.1. Modelización de la estructura.

Para la realización del estudio conjunto de la estructura se ha utilizado un modelo de elementos finitos tipo marco formado por nudos y barras llevado a cabo mediante el empleo del programa informático SAP 2000.

En él queda modelada la sección tipo marco mediante una rebanada de un metro de ancho y de dimensiones interiores de la estructura (10 x 6 m) más la mitad de los espesores de los hastiales y las losas (10.6 x 6.9 m).

La losa inferior está formada por 10 barras horizontales y 11 nudos (barras 31-40 y nudos 31-1). Al igual que ésta, la losa superior también está formada por 10 barras horizontales y 11 nudos que se corresponderán con las barras 11-20 y los nudos 11-21. Cada uno de estos elementos ha sido caracterizado con los materiales y las secciones adecuadas según el espesor adoptado para ambas losas, que, como en este caso, es el mismo, será:

-Para la losa superior:

$$A = 0.8 \text{ m}^2$$

$$E = 27264000 \text{ KN/m}^2$$

-Para la losa inferior:

$$A = 1 \text{ m}^2$$

$$E = 27264000 \text{ KN/m}^2$$

Por otra parte, los hastiales también están representados por 10 barras verticales y 11 nudos. El hastial izquierdo comprende las barras 1-10 y los nudos 1-11 y el hastial derecho las barras 21-30 y los nudos 21-31. Como en el caso anterior, estos elementos también han sido caracterizados con los materiales y secciones adecuadas según el espesor adoptado para ambos hastiales. De este modo tenemos:

$$A = 0.6 \text{ m}^2$$

$$E = 27264000 \text{ KN/m}^2$$

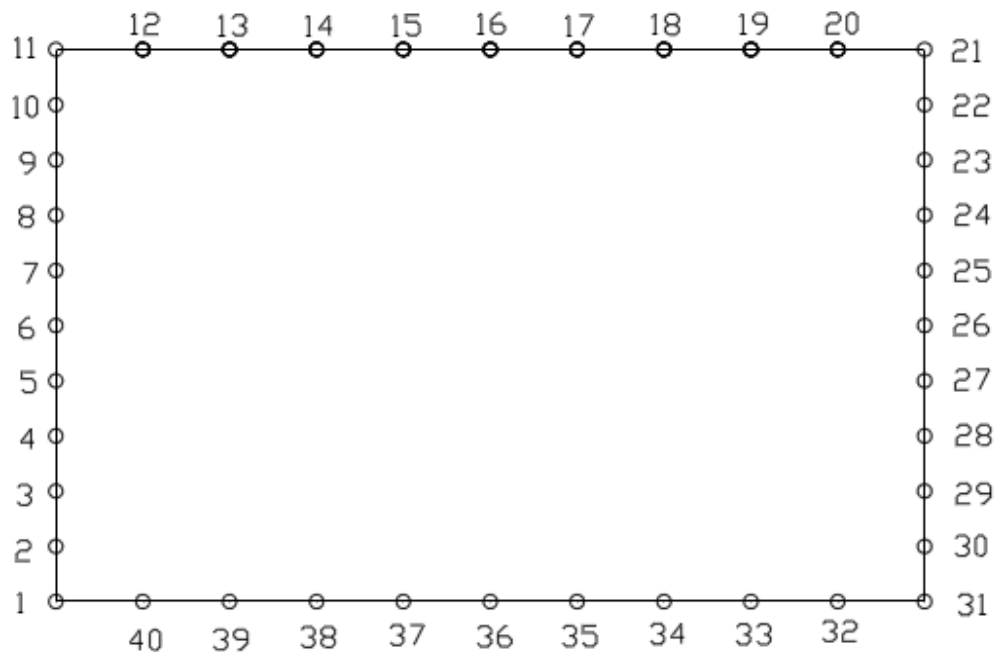
El apoyo de la losa inferior sobre el terreno, se simula mediante el programa gracias a la colocación de unos muelles cuya constante elástica viene definida por el coeficiente de balasto del terreno de apoyo y la longitud de las barras que representan la losa en el modelo. Así, la constante vendrá determinada mediante la siguiente fórmula:

$$\text{Rigidez (KN/m}^3\text{)} = \text{coeficiente de balasto (KN/m}^3\text{)} \times \text{Área influencia (m}^2\text{)}$$

El módulo de balasto a considerar tendrá un valor tomado como conservador de 1000 T/m³ o 10000KN/m³ ya que resultará un terreno de una rigidez menor a la real e inducirá mayores momentos flectores en la losa a la hora de dimensionarla. Como el eje de la solera mide 10.6 metros y contiene 10 barras, la dimensión de cada barra es de 1.06 metros. De este modo, la rigidez del muelle será:

$$\text{Rigidez (KN/m}^3\text{)} = 10000 \times [(10.6/10) \times 1] = 10600 \text{ KN/m}$$

A continuación se muestra el croquis del modelo de cálculo en el que aparece la numeración de los nudos:



2.2. Introducción de cargas.

A continuación se define la manera de introducir las solicitaciones al software que actúan sobre el marco. La forma de sintetizar las cargas responde no sólo a la necesidad de que el programa las entienda sino también a facilitar el cálculo de las envolventes de esfuerzos.



En el cálculo no se ha considerado la presión intersticial del agua sobre el marco ya que se ha considerado un buen drenaje en el trasdós del mismo.

2.2.1. Acciones permanentes (G)

Peso propio.

El peso por unidad de longitud de la sección resulta de multiplicar su área por 25 KN/m^3 , peso específico del hormigón según la EHE-08.

Cargas muertas.

Lo constituye el peso del paquete de firme más el terraplén que descansan sobre el dintel del marco. Para quedar del lado de la seguridad, se asume que la montera que queda por encima del la losa superior del marco es de altura constante, de valor 4.80 m.

El peso específico del material que conforma la montera es de 20 KN/m^3 . La IAP-11 recomienda diferenciar el pavimento bituminoso del material granular, pero a causa de su reducido espesor, se puede considerar como parte del material granular.

El valor de la carga será pues:

$$q_G = \gamma_{\text{terr}} * h = 20 * 4.8 * 1 = 96 \text{ KN/m}^2$$

Donde:

q_G Carga distribuida por acción de cargas muertas.

γ_{terr} Peso específico del material que gravita sobre el dintel.

h Montera de terraplén sobre el dintel.

2.2.2. Acciones permanentes de valor no constante (G*).

Se considera el empuje de tierras sobre los hastiales de la estructura. Según cómo actúen el resto de cargas, los hastiales permitirán una deformación horizontal u otra. Como este movimiento depende directamente del valor del empuje de las tierras, se determinará el valor máximo y mínimo de dicho esfuerzo, simplificando así el posterior cálculo de la envolvente de esfuerzos.

Empuje activo de tierras

Se corresponde con el valor inferior de la presión ejercida en el intradós del paramento. Acontece cuando el paramento se deforma.

Se ha adoptado como valores geotécnicos 20 KN/m³, para el peso específico aparente γ_{ap} 30°, ángulo de rozamiento interno ϕ y cohesión c nula. De igual modo que en los muros, como los hastiales son paramentos verticales, se puede aplicar la Teoría de Rankine para determinar el coeficiente de empuje activo K_a :

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 0.33333$$

El empuje horizontal de tierras será por tanto:

$$e_a = k_a \cdot \gamma_{ap} \cdot z$$

Donde:

e_a Empuje activo de tierras

k_a Coeficiente de empuje activo

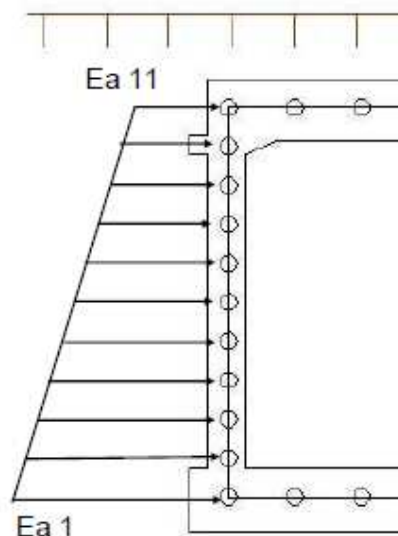
γ_{ap} Peso específico aparente

z Profundidad, medida desde la superficie del terreno y con signo positivo en dirección descendente.

El resultado es una carga trapezoidal distribuida sobre las barras que representan las hastiales del marco y con sentido hacia el interior de la sección. Su valor máximo se sitúa en los nudos de mayor profundidad, es decir el nudo 1 (e_{a1}) y su simétrico 31 (e_{a31}), y mínimo en los nudos 11 (e_{a11}) y su simétrico 21 (e_{a21}). De este modo y considerando la altura de 4.8 m de montera, los esfuerzos actuantes sobre los nudos extremos de los hastiales son:

$$-e_{a11} = 0.33333 \cdot 20 \text{ KN/m}^3 \cdot 4.8 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 32 \text{ KN/m}$$

$$-e_{a1} = 0.33333 \cdot 20 \text{ KN/m}^3 \cdot (4.8 \text{ m} + 6.8 \text{ m}) \cdot 1 \text{ m} = 77.33 \text{ KN/m}$$



Empuje al reposo de tierras

Se corresponde con el valor superior de la presión ejercida en el intradós del paramento. Acontece cuando el paramento no se deforma.

La expresión para obtener el coeficiente de empuje al reposo es la siguiente:

$$k_0 = 1 - \sin \phi = 1 - 0.5 = 0.5$$

De igual forma como en el empuje activo, el empuje horizontal se obtiene de la siguiente forma:

$$e_0 = k_0 \cdot \gamma_{ap} \cdot z$$

Donde:

e_0 Empuje de tierras en reposo

k_0 Coeficiente de empuje al reposo

γ_{ap} Peso específico aparente

z Profundidad, medida desde la superficie del terreno y con signo positivo en dirección descendente.

Del mismo modo, este empuje da lugar a una distribución trapezoidal semejante a la representada en la figura anterior para los empujes activos, pero de mayor módulo. Los valores obtenidos también se corresponden con los nudos extremos de los hastiales:

$$-e_{a11} = 0.5 \cdot 20 \text{ KN/m}^3 \cdot 4.8 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 48 \text{ KN/m}$$

$$-e_{a1} = 0.5 \cdot 20 \text{ KN/m}^3 \cdot (4.8 \text{ m} + 6.8 \text{ m}) \cdot 1 \text{ m} = 116 \text{ KN/m}$$

Sismo.

-Consideración de la acción sísmica.

Según la NCSP-07 no será necesaria la consideración de las acciones sísmicas cuando la aceleración sísmica horizontal básica del emplazamiento a_b , que viene definida por la actividad sísmica en función de la zona de localización del proyecto, cumpla:



$$a_b < 0.04 \cdot g$$

Donde:

g aceleración de la gravedad.

Tampoco será necesaria la consideración de las acciones sísmicas en las situaciones en que la aceleración sísmica horizontal de cálculo a_c cumpla:

$$a_c < 0.04 \cdot g$$

Además, la IAP-11 contempla que para el cálculo del sismo se debe definir, en primer lugar, la importancia de la estructura a proyectar. En este caso se trata de una estructura de importancia normal, ya que según la norma, los puentes de importancia normal son aquellos cuya destrucción puede ocasionar víctimas o interrumpir un servicio necesario 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.

Se incluyen en este grupo los pasos superiores, los pasos inferiores, es decir el caso de este proyecto, las pequeñas obras de paso pertenecientes a carreteras de una red de alta capacidad (autovías, autopistas y vías de conexión) y los puentes y viaductos ubicados en el resto de la red de carreteras.

En el término municipal donde se ubica la obra, Cocentaina, existe una $a_b = 0.07 \cdot g$, con lo que la primera de las dos condiciones para no tener en cuenta la acción del sismo no se cumple.

La expresión que permite obtener a_c es la siguiente:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

Donde:

ρ Coeficiente de riesgo.

$$\rho = \gamma_I \cdot \gamma_{II}$$

Donde:

γ_I Factor de importancia del puente.

γ_{II} Factor modificador para considerar un período de retorno diferente de 500 años.

$$\gamma_{II} = \left(\frac{P_R}{500} \right)^{0.4}$$

Donde:

P_R Período de retorno en cada caso.

El término S es el coeficiente de amplificación del terreno que toma los siguientes valores:

$$\begin{aligned} \text{Para } \rho a_b \leq 0,1 g \quad S &= \frac{C}{1,25} \\ \text{Para } 0,1 g < \rho a_b < 0,4 g \quad S &= \frac{C}{1,25} + 3,33 \left(\rho \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \left(1 - \frac{C}{1,25} \right) \\ \text{Para } 0,4 g \leq \rho a_b \quad S &= 1,0 \end{aligned}$$

Donde:

C Coeficiente de amplificación del terreno.

Según las condiciones del terreno, se ha considerado un terreno Tipo III, es decir, C= 1.6

$\gamma_I = 1.00$ (Importancia normal)

$$\gamma_{II} = \left(\frac{P_r}{500} \right)^{0.4} = \left(\frac{500}{500} \right)^{0.4} = 1.00 \quad (\text{Sismo último})$$

$$\gamma_{II} = \left(\frac{P_r}{500} \right)^{0.4} = \left(\frac{100}{500} \right)^{0.4} = 0.5253 \quad (\text{Sismo frecuente})$$

Para el sismo último se tiene que:

$$\rho = \gamma_I \cdot \gamma_{II} = 1.00 \cdot 1.00 = 1.00$$

$$\rho a_b = 1.00 \cdot 0.07 \cdot g = 0.07 \cdot g \leq 0.1 \cdot g, \text{ por tanto } S = \frac{C}{1.25} = \frac{1.6}{1.25} = 1.28$$

Así:

$$a_c = S \cdot \rho a_b = 1.28 \cdot 1.30 \cdot 0.07 \cdot g = 0.11648 \cdot g$$

Como $a_c = 0.11648 \cdot g > 0.04 \cdot g$, la segunda condición que se ha expuesto para no tener en cuenta el sismo a la hora de realizar los cálculos tampoco se cumple. Por esta razón, a continuación se procederá a la realización de dicho cálculo mediante el modo Fundamental y la teoría pseudoestática; y una vez calculado se comprobará si la combinación de acciones resultante es más desfavorable actuando el sismo que sin actuar.

Como la montera de tierras por encima de la estructura tiene un espesor que no supera la mitad de su luz, se siguen los criterios especificados para el caso de estribos rígidamente unidos al tablero.

Por tanto, se considerará en la dirección longitudinal:

- Fuerzas de inercia de la estructura estimadas mediante el modo Fundamental.
- Empuje de las tierras, calculado mediante la teoría pseudoestática.

Fuerzas de inercia.

Las fuerzas de inercia quedarían determinadas mediante la siguiente expresión:

$$F = M \cdot a_c \cdot \alpha(T)$$

Donde:

M masa calculada como la suma de la losa superior y de las cargas muertas teniendo en cuenta en la combinación de acciones que se contempla un coeficiente de combinación $\psi_2=0.2$, con lo que se consideraría la sobrecarga de uso.

a_c aceleración de cálculo del terreno

$\alpha(T)$ aceleración espectral del espectro de cálculo, correspondiente al periodo fundamental T del puente, en segundos, estimado mediante la expresión:

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M}{K_a}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{63 \cdot \frac{4}{41303} \cdot 54} = 0.246$$

Donde:

K_a rigidez equivalente.

La masa será por tanto:

$$M = (4.8 \cdot 11.2) \cdot 2 \text{ Tn/m}^3 + (0.8 \cdot 11.2) \cdot 2.5 \text{ Tn/m}^3 + 2 \cdot ((6/2) \cdot 0.6) \cdot 2.5 \text{ Tn/m}^3 = 32 + 22.4 + 9 = 63.4 \text{ Tn/m}$$

La rigidez valdrá:

$$K_a = \frac{F}{\delta} = \frac{100000}{2.4211} = 41303.54 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Y por tanto, el período:

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{63 \cdot \frac{4}{41303} \cdot 54} = 0.246$$

Una vez se tiene el periodo de oscilación del puente ya se está en disposición de realizar el cálculo de la aceleración espectral $\alpha(T)$, pero en primer lugar hay que ver en qué zona del espectro estamos y para ello hemos de conocer previamente los valores que limitan el espectro de esta estructura:

$$T_A = (k \cdot C)/10 = (1 \cdot 1.6)/10 = 0.16 \text{ s}$$

$$T_B = (k \cdot C)/2.5 = (1 \cdot 1.6)/2.5 = 0.64 \text{ s}$$

$$T_C = k \cdot (2 + C) = 1 \cdot (2 + 1.6) = 3.6 \text{ s}$$

Como se puede apreciar, el valor obtenido del periodo de la estructura a calcular está comprendido entre T_A y T_B . Lo que conduce a la aplicación de la siguiente expresión:

$$\alpha(T) = 2.5 \cdot v$$

Donde:

v factor corrector dependiente de un índice de amortiguamiento ξ que a su vez depende de la participación del tipo de sismo (frecuente o último), en este caso último ($\xi=5$):

$$v=(5/\xi)^{0.4} = (5/5)^{0.4} = 1$$

Entonces:

$$\alpha(T) = 2.5 \cdot v = 2.5 \cdot 1 = 2.5$$

Finalmente, el valor correspondiente a las fuerzas de inercia será, para el sismo último:

$$F = M \cdot a_c \cdot \alpha(T) = 63.4 \cdot 0.11648 \cdot g \cdot 2.5 = 181.11 \text{ KN}$$

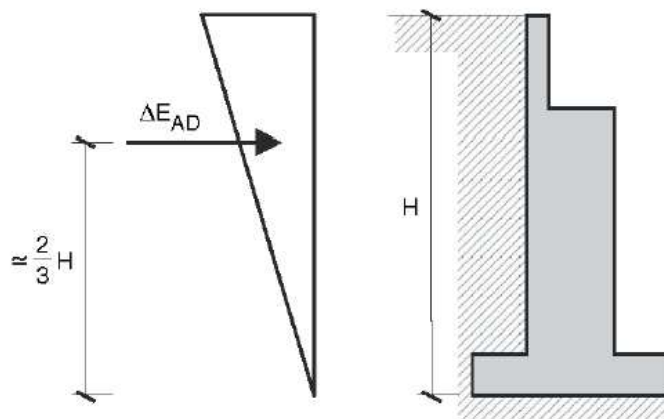
Esta fuerza se repartirá entre los nudos de los hastiales de manera que a cada nudo le corresponda una fuerza de $181.11 \text{ kN}/11 \text{ nudos} = 16.46 \text{ kN/nudo}$.

Empuje de tierras.

Como se está calculando una estructura enterrada, el movimiento que provocaría un sismo se traduce en un incremento del empuje de tierras que ésta sufre.

El método utilizado es el pseudoestático, desarrollado inicialmente por Okabe y Mononobe y que se basa en la generalización de los principios de la estática a la situación sísmica, mediante la adición, a las fuerzas existentes en la situación estática, de fuerzas de inercia y sobreempujes, que son función de las características del sismo analizado.

En incremento de empuje calculado mediante este método será aplicado a una altura de $2H/3$ de la base y seguirá una ley triangular como la que se indica en la figura:



Ese incremento dinámico del empuje de tierras (ΔE_{AD}), que se produce como consecuencia del sismo, se obtiene de:

$$\Delta E_{AD} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (K_{AD} - K_{AE})$$

Donde:

γ Peso específico del terreno ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$)

H Altura del muro ($H = 6.8 \text{ m}$)

K_{AD} Coeficiente de empuje activo en condiciones dinámicas. Se obtiene de la expresión:

$$K_{AD} = \frac{(1 \pm K_v) \cdot \cos^2 \cdot (\Phi - \beta - \theta)}{\cos[\theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta) + \beta + \theta] \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \delta) \cdot \sin(\Phi - i - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

Donde:

θ Ángulo de gravedad aparente con respecto a la vertical

$$\theta = \arctg \left(\frac{K_h}{1 \pm K_v} \right)$$

K_v Coeficiente sísmico vertical

$$K_v = \pm \frac{K_h}{2}$$

K_h Coeficiente sísmico horizontal

$$K_h = \frac{a_c}{g}$$

Siendo a_c la aceleración sísmica horizontal de cálculo cuyo valor en este caso es $0.11648 \cdot g$. Con lo cual se obtienen los siguientes valores:

$$k_h = 0.196$$

$k_v = \pm 0$, no se considera por tener poca influencia en el cálculo

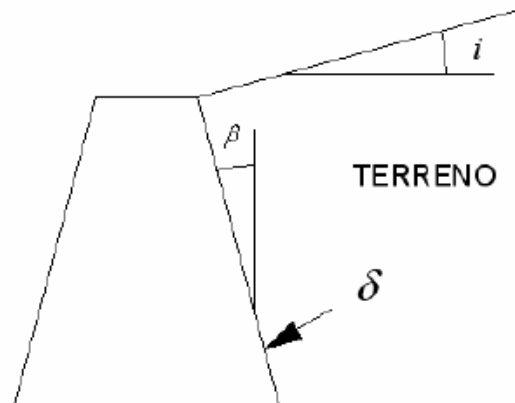
De este modo, se tiene un único valor de $\theta = 6.639^\circ$, que a continuación y junto con los datos que se indican, permiten conocer el coeficiente de empuje activo en condiciones dinámicas.

Con:

Φ ángulo de rozamiento interno del terreno ($\Phi = 30^\circ$)

β ángulo del paramento del muro respecto de la vertical ($\beta = 0^\circ$)

- δ ángulo de rozamiento estructura-terreno ($\delta=0^\circ$)
- i ángulo de inclinación del terreno respecto a la horizontal ($i=0^\circ$)



Sustituyendo estos valores en la fórmula que define K_{AD} :

$$K_{AD} = \frac{(1 \pm 0) \cdot \cos^2 \cdot (30 - 0 - 6.639)}{\cos[6.639 \cdot \cos^2 0 \cdot \cos(0 + 0 + 6.639)] \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 0) \cdot \sin(30 - 0 - 6.639)}{\cos(0 + 0 + 6.639) \cdot \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$$= 0.408$$

Por lo tanto, el valor del incremento de empuje como consecuencia del sismo es:

$$\Delta E_{AD} = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 6.8^2 \cdot (0.408 - 0.333) = 34.68 \text{ KN}$$

2.2.3. Acciones variables (Q).

Sobrecarga repartida del tren de cargas.

Se supone una sobrecarga uniformemente repartida de 10 KN/m actuando a lo largo de las barras que modelizan la losa superior.

Es importante destacar que, para verificar que esta acción se aplica en el modo más exigente, cosa que puede ocurrir actuando en la totalidad de las barras o solamente en parte de ellas, se

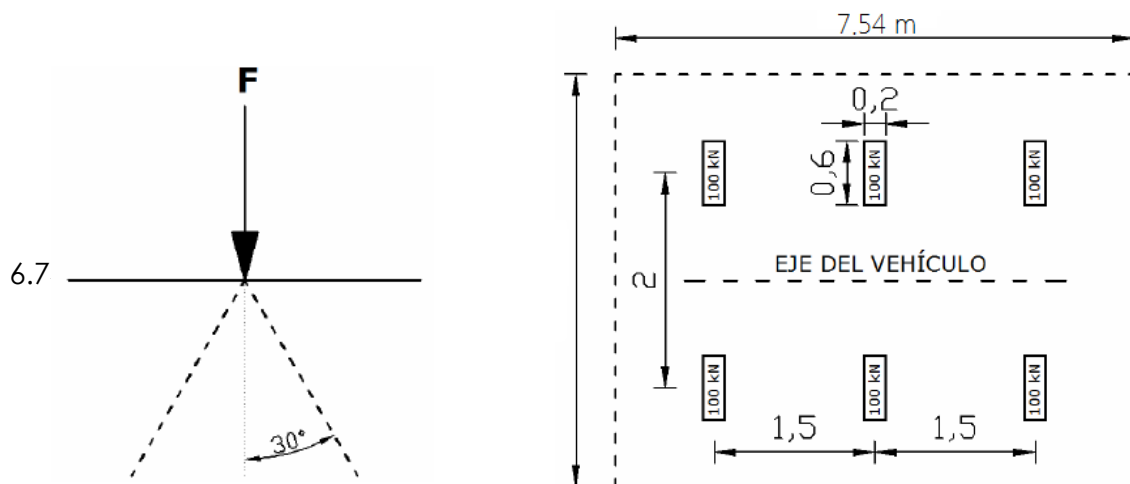
introducirán diez estados de carga individualizados combinándose de la manera más desfavorable. Cada uno de estos diez estados de carga consiste en la actuación de los 10 kN/m sobre cada una de las diez barras que conforman la losa superior del marco.

Carga puntual (Vehículo pesado del tren de cargas).

Se considera la sobrecarga de un vehículo de 600 kN cuyo eje longitudinal se considera paralelo al de la calzada y se aplica mediante seis cargas de 100 kN cada una. La separación de las cargas en sentido longitudinal es de 1.5 m y de 2 m en sentido transversal. La superficie

sobre la que actúa cada carga es de 0.20 m paralelamente al eje del vehículo y de 0.60 m transversalmente a este.

Se supone que la difusión de la presión vertical se realiza a 30° en cada sentido de las dos direcciones principales, es decir, la del eje de la autovía y la perpendicular. Por consiguiente, el lugar común de los puntos del terraplén afectados por la acción constituye el volumen de una pirámide cuadrangular recta y no el de un cono. De este modo se obtiene una superficie rectangular de afección de dimensiones 7.54 m x 6.74 m, en trazo discontinuo en la ilustración.



La presión vertical que transmite esta acción sobre la losa superior se obtiene dividiendo el peso total del vehículo entre esta área, resultando:

$$q_c = P_{veh} / A_{afec} = 600 / (7.54 \cdot 6.74) = 11.80 \text{ kN/m}^2$$

Donde:

q_c Presión que ejerce el carro sobre la losa superior.

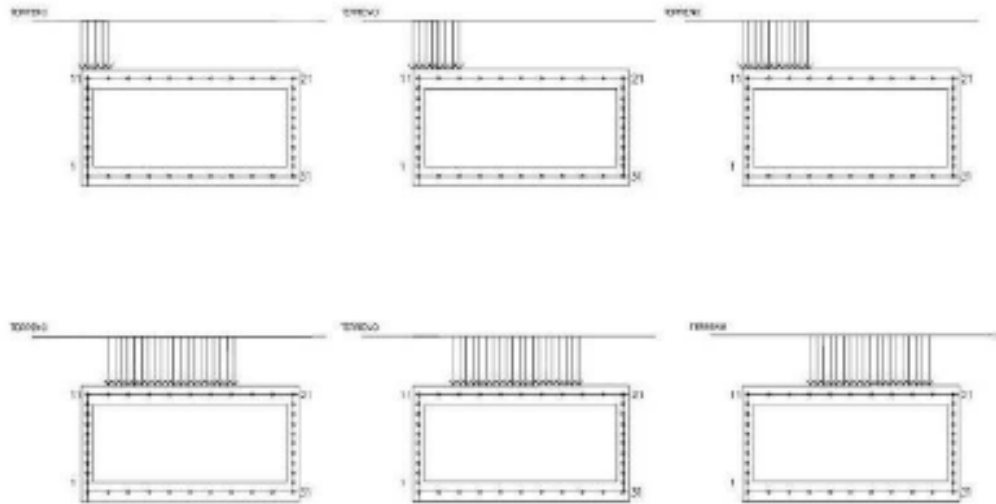
P_{veh} Peso total del vehículo.

A_{afec} Área de afección.

De la misma forma que en el caso anterior, esta acción se introducirá en la herramienta informática definida a partir de 16 estados de carga individuales. El programa SAP, se encarga automáticamente de devolver la combinación que resulta más desfavorable de estos estados. Con la introducción de los estados de carga se pretende imitar el avance del vehículo a través de la luz del paso inferior, y puesto que la longitud mayor del área de afección es de 7.54 m, el carro presionará como máximo 7 barras consecutivas a la vez, puesto que:

$$n_{\text{barras}} = 7.54 / L_{\text{barra}} = 7.54 / 1.06 = 7.11 = 7$$

A continuación se muestra gráficamente cómo se aplica dicha carga. En el cuadro adjunto se representa de manera más simplificada:



Estado de carga	Barras afectadas									
	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21
0										
1										
2										
3										
4										
5										
6										
7										
8										
9										
10										
11										
12										
13										
14										
15										
16										

Sobrecarga en terraplenes adyacentes.

Atendiendo a la IAP-11, con respecto al empuje que pueda producir el terreno sobre algún elemento del marco en contacto con él, se considerará una sobrecarga uniforme de 10 KN/m^2 actuando en la parte superior del terraplén, es decir por donde pueda discurrir el tráfico.

Para realizar el cálculo se ha tomado como máximo el valor del empuje sobre los hastiales, es decir el activo. De este modo y de forma análoga a los casos anteriores, resulta:

$$e_a = k_a * q_{\text{traf}} = 0.33333 * 10 = 3.3333 \text{ KN/m}^2$$

Donde:

e_a Empuje activo de tierras

k_a Coeficiente de empuje activo

q_{traf} Sobrecarga en coronación

Por tanto, cada nudo recibirá una fuerza puntual de valor:

$$F_{\text{traf}} = A_{\text{rep}} * e_a = 1 \text{ m} * 3.3333 \text{ KN/m}^2 = 3.3333 \text{ KN/m}$$

Donde:

F_{traf} Fuerza puntual aplicada a cada nudo debida a la sobrecarga en el terraplén.

A_{rep} Área que representa cada nudo, considerando la profundidad de la rebanada unitaria.

e_a Empuje active de tierras en el nudo.

3. COMBINACIÓN DE ACCIONES.

Para los Estados Límite Últimos se seguirá la combinación de acciones *persistente o transitoria*, y para los Estados Límite de Servicio la combinación *casi permanente*.

4. RESULTADOS.

Las cargas introducidas en el programa son combinadas y se obtienen las envolventes de esfuerzos correspondientes a cada combinación. A partir de estas envolventes, se obtienen tanto los valores del axil, cortante y flector, como los valores del esfuerzo concomitante en cada caso que actúa sobre la estructura.



Estos datos sirven de base para determinar los valores máximos y mínimos, con los cuales se realizará y justificará el dimensionamiento de las armaduras que conforman la estructura.

5. DIMENSIONAMIENTO DE ARMADURAS.

5.1. E.L.U. de agotamiento frente a solicitaciones normales (Art. 42, EHE-08)

Los cálculos de armado que se realizarán a continuación estarán referidos a la rebanada de un metro de profundidad. Se considerará un recubrimiento mecánico de 5 cm.

Para obtener la cantidad de armadura necesaria para resistir los esfuerzos de cálculo se ha utilizado una hoja de cálculo Excel.

5.1.1. Losa Superior.

Para esta parte del marco se despreciará la contribución del axil de compresión, por tanto el esquema solicitante queda reducido a flexión simple.

Teniendo en cuenta el diagrama de momentos, se deberá calcular el área de cuatro armaduras:

-Armadura básica de positivos: Dispuesta en la cara inferior a lo largo de toda la luz. Su momento de dimensionamiento será el correspondiente al nudo 13 ya que en esa sección comenzará a estar anclada la siguiente armadura.

-Armadura de refuerzo de positivos: Se dispone conjuntamente a la anterior en la zona central de la luz, lugar de mayores momentos positivos, por lo que se calcula como un exceso sobre la anterior. Se utiliza para su dimensionamiento el máximo momento positivo obtenido, correspondiente al centro-luz, nudo 16.

-Armadura básica de negativos: Se instala en la cara superior de la pieza, cerca de ambos extremos a lo largo de toda la luz. Correspondiendo su dimensionamiento con el momento flector que actúa en el nodo central del dintel, es decir el nudo 16.

-Armadura de refuerzo de negativos: Se añade a la armadura básica de negativos dispuesta en la zona superior. Para su determinación se considera el máximo momento negativo que actúa sobre la pieza, ubicado en el nudo 11.

Cabe destacar que el diámetro de los redondos así como su separación en cada caso de armado, se ha elegido de forma adecuada para facilitar la disposición modular de cercos de cortante alrededor de estos.

De este modo y según la hoja de cálculo, se deberá disponer una armadura básica de positivos de 49.29 cm² y una armadura de refuerzo calculada a partir del nudo central. Esta armadura suplirá a la armadura base de positivos, hasta alcanzar el área necesaria para resistir la sollicitación en este nudo.

Por tanto, del **Cálculo de la armadura básica y de refuerzo de positivos**, se obtiene:

-Área de armadura base necesaria = 49.29 cm^2 , que se corresponden con **Φ25/8** (58.9 cm^2)

-Área de refuerzo necesaria = 12.38 cm^2 ($61.67-49.29$), que se corresponden con **Φ25/25** (19.63 cm^2)

Para el **Cálculo de la armadura básica y de refuerzo de negativos**, se obtiene:

-Área de armadura base necesaria = 17.67 cm^2 , que se corresponden con **Φ25/25** (19.63 cm^2)

-Área de refuerzo necesaria = 29.15 cm^2 , que se corresponden con **Φ25/15** (29.45 cm^2)

La armadura base de negativos se encuentra en la zona superior de la sección representativa del dintel. Así pues esta armadura **Φ 25/25** abarcará toda la luz de dintel.

Cálculo de la armadura de reparto.

Para cubrir esta necesidad de armado, es suficiente con disponer en la dirección perpendicular a la sección representativa del marco, es decir en dirección paralela al eje del camino que atraviesa el marco, un 30% de la armadura diseñada para resistir la flexión. Esta armadura se dispone en cada una de las dos alturas de la otra dirección.

La EHE-08 en su artículo 55.1 cifra este % en un 25%, si bien se decide adoptar un valor del 30%, valor más restrictivo, con tal de estar, más si cabe, del lado de la seguridad.

De este modo, el armado a disponer por metro de ancho será:

Armadura de reparto en la cara inferior cm^2	
Área dispuesta en centro-luz	78.53
30% de esta armadura	23.56
Armadura dispuesta	Φ25/20
Área dispuesta	24.54
Armadura de reparto en la cara superior cm^2	
Área dispuesta en apoyos	49.08
30% de la armadura	14.7
Armadura dispuesta	Φ20/20
Área dispuesta	15.71

Por lo tanto:

-Armadura de reparto superior = **Φ20/20** (15.71 cm^2)

-Armadura de reparto inferior = **Φ25/20** (24.54 cm^2)

Mínimos geométricos y mecánicos.

-Mínimos geométricos (Art. 42.3.5 EHE-08)

Cuantía mínima de armadura longitudinal y transversal, referida a la sección total de hormigón y repartida en las dos caras:

$$As \geq \left(\frac{1.8}{1000} \right) \cdot Ac = \frac{1.8}{1000} \cdot (100 \cdot 80) = 14.4 \text{ cm}^2$$

$$\frac{As}{cara} = \frac{14.4}{2} = 7.2 \text{ cm}^2$$

-Mínimos mecánicos (Art. 42.3.5 EHE-08)

La armadura longitudinal traccionada, As , deberá cumplir:

$$As = 0.04 \cdot Ac \cdot \frac{fcd}{fyd} = 0.04 \cdot \left(\frac{25}{\frac{1.5}{500}} \right) \cdot (100 \cdot 80) = 12.27 \text{ cm}^2$$

Esta limitación impuesta a la armadura de tracción aparece justificada por la necesidad de evitar que, debido a la insuficiencia de dicha armadura para asegurar la transmisión de los esfuerzos en el momento en que el hormigón se fisura, pueda romperse la pieza sin aviso previo al alcanzar el hormigón su resistencia a tracción.

5.1.2. Losa Inferior.

Se realizan los cálculos de la misma forma que para la losa superior, con el único matiz de que en esta parte el diagrama de momentos está invertido. Así, en el dentro de la losa inferior se tendrá momentos negativos y en los extremos momentos positivos.

De este modo y según la hoja de cálculo, se deberá disponer una armadura básica de positivos de 22.37 cm² y una armadura de refuerzo calculada a partir del nudo central. Esta armadura suplirá a la armadura base de positivos, hasta alcanzar el área necesaria para resistir la sollicitación en este nudo.

Por tanto, del **Cálculo de la armadura básica y de refuerzo de positivos**, se obtiene:

-Área de armadura base necesaria = 22.37 cm², que se corresponden con **ϕ25/15** (29.45 cm²)

-Área de refuerzo necesaria = 7.06 cm², que se corresponden con **ϕ25/25** (19.63 cm²)

Para el **Cálculo de la armadura básica y de refuerzo de negativos**, se obtiene:

-Área de armadura base necesaria = 7.36 cm^2 , que se corresponden con **Φ25/50** (9.82 cm^2)

-Área de refuerzo necesaria = 21.75 cm^2 , que se corresponden con **Φ25/20** (24.54 cm^2)

La armadura base de negativos se encuentra en la zona inferior de la sección representativa de la solera. Así pues esta armadura **Φ 25/50** abarcará toda la luz de dintel.

Cálculo de la armadura de reparto.

Para cubrir esta necesidad de armado, es suficiente con disponer en la dirección perpendicular a la sección representativa del marco, es decir en dirección paralela al eje del camino que atraviesa el marco, un 30% de la armadura diseñada para resistir la flexión. Esta armadura se dispone en cada una de las dos alturas de la otra dirección.

La EHE-08 en su artículo 55.1 cifra este % en un 25%, si bien se decide adoptar un valor del 30%, valor más restrictivo, con tal de estar, más si cabe, del lado de la seguridad.

De este modo, el armado a disponer por metro de ancho será:

Armadura de reparto en la cara inferior cm^2	
Área dispuesta en centro-luz	49
30% de esta armadura	14.7
Armadura dispuesta	Φ20/20
Área dispuesta	15.71
Armadura de reparto en la cara superior cm^2	
Área dispuesta en apoyos	34.36
30% de la armadura	10.3
Armadura dispuesta	Φ20/25
Área dispuesta	12.57

Por lo tanto:

-Armadura de reparto superior = $\Phi 20/25$

-Armadura de reparto inferior = $\Phi 20/20$

Mínimos geométricos y mecánicos.

-Mínimos geométricos (Art. 42.3.5 EHE-08)

Cuantía mínima de armadura longitudinal y transversal, referida a la sección total de hormigón y repartida en las dos caras:

$$A_s \geq \left(\frac{1.8}{1000} \right) \cdot A_c = \frac{1.8}{1000} \cdot (100 \cdot 100) = 18 \text{ cm}^2$$

$$\frac{As}{cara} = \frac{18}{2} = 9 \text{ cm}^2$$

-Mínimos mecánicos (Art. 42.3.5 EHE-08)

La armadura longitudinal traccionada, A_s , deberá cumplir:

$$As = 0.04 \cdot Ac \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04 \cdot \left(\frac{25}{1.5} \cdot \frac{500}{1.15} \right) \cdot (100 \cdot 100) = 15.33 \text{ cm}^2$$

Esta limitación impuesta a la armadura de tracción aparece justificada por la necesidad de evitar que, debido a la insuficiencia de dicha armadura para asegurar la transmisión de los esfuerzos en el momento en que el hormigón se fisura, pueda romperse la pieza sin aviso previo al alcanzar el hormigón su resistencia a tracción.

5.1.3. Hastiales.

El armado de los hastiales se realiza considerando que estos elementos están sometidos a flexocompresión, por tanto se van a tener en cuenta tanto la envolvente de axiles con sus respectivos momentos concomitantes, como la envolvente de momentos con sus respectivos axiles concomitantes.

Por lo que se evaluará la resistencia de estas secciones bajo cuatro situaciones distintas:

- Axil máximo y momento concomitante.
- Axil mínimo y momento concomitante.
- Momento máximo y axil concomitante.
- Momento mínimo y axil concomitante.

Puesto que los mayores momentos flectores se encuentran en los puntos extremos de los paramentos verticales, presumiblemente será allí donde más necesidad haya de armadura traccionada. Así pues, lo único que se tendrá que decidir es cuanto será la prolongación de las barras de refuerzo que provienen de las losas y la cuantía de armadura básica añadida en toda la altura de la pared.

Para ello, se calculan las áreas de armadura necesarias en cada nudo y bajo cada uno de los cuatro casos de sollicitación a través del programa informático ya mencionado y teniendo en cuenta la simetría estructural entre los dos hastiales.

Cálculo de la armadura en el trasdós del hastial (armadura de positivos).

Para las envolventes de rotura con momentos flectores máximos y sus concomitantes, y axiles máximos y sus respectivos concomitantes se dispondrá en el trasdós del hastial una armadura básica y sus respectivas armaduras de refuerzo, tanto en la parte superior como en la parte inferior del hastial, las cuales coincidirán con las armaduras de negativos de refuerzo dispuestas, tanto en la losa inferior como en la losa superior del marco.

Por tanto, se obtiene:

-Área de armadura base necesaria = 17.67 cm^2 , que se corresponden con **$\phi 25/25$** (19.63 cm^2)

-Área de refuerzo necesaria = 29.15 , que se corresponden con **$\phi 25/15$** (29.45 cm^2), tanto en la parte superior del hastial como en la parte inferior.

Cálculo de la armadura en el intradós del hastial (armadura de negativos).

Puesto que se trata de un elemento sometido a flexión compuesta, la cuantía del armado a compresión a disponer para resistir las mayores compresiones en los hastiales será la mínima mecánica, siempre que no resulte más restrictiva la mínima geométrica.

Por tanto, en muros, la cuantía mínima vertical (armadura longitudinal principal) es la correspondiente a la cara de tracción (trasdós). Se recomienda disponer en la cara opuesta (intradós) una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

Por lo tanto, $30\%(19.63+29.45) = 14.72 \text{ cm}^2$

De este modo, se dispondrá una armadura básica en el intradós de **$\phi 20/20$** (15.71 cm^2)

Cálculo de la armadura de reparto.

El armado de reparto es dimensionado en base a las cuantías mínimas geométricas o mínimas mecánicas, según cuales resulten más restrictivas.

En la siguiente tabla se recoge el armado mínimo así como su disposición, según la EHE-08:

Armadura de reparto en el trasdós cm^2	
Área dispuesta en centro-luz	49.08
30% de esta armadura	14.72
Área mínima	5.33
Armadura dispuesta	$\phi 25/25$
Área dispuesta	19.63
Armadura de reparto en el intradós cm^2	
Área dispuesta en centro-luz	14.72
30% de la armadura	4.42
Área mínima	10.6
Armadura dispuesta	$\phi 20/20$

Área dispuesta	15.71
----------------	-------

Mínimos geométricos y mecánicos.

-Mínimos geométricos (Art. 42.3.2 EHE-08)

En muros la cuantía mínima vertical (armadura longitudinal principal) es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

El valor de los mínimos geométricos en el trasdós será:

$$A_s \geq \left(\frac{0.9}{1000} \right) \cdot A_c = \frac{0.9}{1000} \cdot (100 \cdot 50) = 4.5 \text{ cm}^2$$

El valor de los mínimos geométricos en el intradós será:

$$A_s = 30\% \cdot 4.5 = 1.35 \text{ cm}^2$$

-Mínimos mecánicos (Art.42.3.2 EHE-08)

El valor de los mínimos mecánicos en el trasdós será:

$$A_s \geq 0.04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04 \cdot (100 \cdot 60) \cdot \left(\frac{\frac{25}{1.5}}{\frac{500}{1.15}} \right) = 9.2 \text{ cm}^2$$

El valor de los mínimos mecánicos en el intradós será:

$$A_s \geq 0.05 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} = 0.05 \cdot \left(\frac{1093.64}{\frac{500}{1.15}} \right) \cdot 10 = 1.26 \text{ cm}^2$$

Mínimos geométricos de la armadura de reparto.

En muros, la armadura mínima horizontal correspondiente a una cuantía del 3.2‰ de la sección total de hormigón debe repartirse en ambas caras, tal y como especifica la EHE-08. En el caso de muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara, pero como en este caso los muros son vistos por una sola cara la repartición de armadura mínima que adoptamos es de 1/3 en la cara no vista y 2/3 en la cara vista.

Otra de las especificaciones que contempla la EHE-08, en cuanto a cuantías mínimas geométricas se refiere, es que en el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se ha de considerar un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara

ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales. Así, las cuantías mínimas en cada cara son:

$$As \geq \left(\frac{3.2}{1000} \right) \cdot Ac = \frac{3.2}{1000} \cdot (100 \cdot 50) = 16 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{trasdós}} = (1/3) \cdot 16 \text{ cm}^2 = 5.33 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{intradós}} = (2/3) \cdot 16 \text{ cm}^2 = 10.6 \text{ cm}^2$$

5.1.4. Longitudes totales y longitudes de anclaje (Art. 69.5 EHE-08).

A continuación se desarrollan las longitudes de anclaje mínimas de las distintas armaduras. Para cada una de ellas se considera el diámetro, la resistencia del hormigón, el tipo de acero, la posición de adherencia, el tipo de anclaje, el efecto grupo en caso de existir y su modo de funcionamiento (compresión o tracción). Para quedar del lado de la seguridad, las longitudes que se adoptan pueden llegar a ser mayores.

Según la EHE-08, la longitud de anclaje se define como:

$$Lb_{\text{neta}} = Lb \cdot \beta \cdot \frac{As}{As_{\text{real}}}$$

Donde:

Lb se define como:

-Para barras en posición I (adherencia buena):

$$LbI = m \cdot \phi^2 \geq \frac{fyk}{20} \cdot \phi$$

-Para barras en posición II:

$$LbII = 1.4 \cdot m \cdot \phi^2 \geq \frac{fy \cdot k}{14} \cdot \phi$$

Donde:

m Coeficiente numérico en función del tipo de acero (Art. 69.5.1.2). En este caso su valor es 1.3.

β Factor de reducción (Art. 69.5.1.2)

As Armadura necesaria por cálculo en la sección a partir de la cual se ancla la armadura.

As, real Armadura realmente dispuesta en la sección a partir de la cual se ancla la armadura.

A continuación se adjunta una tabla donde se detallan estos valores:

Armadura	Tipo de anclaje	Posición	Φ (mm)	Lb (cm)	Lb, neta (cm)
Básica positivos solera	Recto	II	25	131.25	99.69
Refuerzo positivos solera	Recto	II	25	131.25	47.12
Básica negativos solera	Recto	I	25	93.75	70.21
Refuerzo negativos solera	Recto	I	25	93.75	83.1
Básica negativos dintel	Recto	II	25	131.25	118.12
Refuerzo negativos dintel	Recto	II	25	131.25	129.8
Básica positivos dintel	Recto	I	25	93.75	78.37
Refuerzo positivos dintel	Recto	I	25	93.75	59.06
Trasdós básica	Recto	I	25	93.75	84.38
Refuerzo trasdós superior	Recto	I	25	93.75	92.79
Refuerzo trasdós inferior	Recto	I	25	93.75	92.79
Intradós	Recto	I	20	60	56.21

A continuación se procede al cálculo de las longitudes de cada armadura longitudinal en la sección completa del marco. Es decir, aquellas que contemplan la suma de las longitudes de las barras hasta las que se prolongan para resistir los esfuerzos para las que han sido dimensionadas, las longitudes de anclaje calculadas en el apartado anterior, y, en las armaduras en las que corresponda, la magnitud de decalaje de la ley de momentos en el sentido más desfavorable para soportar el incremento de tracción debido al esfuerzo cortante.

En cuanto a esto último, se adoptará la clásica regla de decalar la ley de momentos una magnitud igual al canto útil de la sección que deja del lado de la seguridad para valores de $\theta = 45^\circ$. Las armaduras que se han de incrementar en longitud para cubrir la nueva ley de momentos decalada serán, en losas, la armadura de refuerzo de momentos positivos y las armaduras de refuerzo de momentos negativos, así como la prolongación de estas últimas en los hastiales. En las armaduras de momentos positivos el sentido de decalaje más desfavorable es hacia los extremos de las losas, y en el armado de momentos negativos hacia el centro luz.



Losa superior.

- Armado de flexión superior.

Armadura base:

$$\text{Longitud}=10 \cdot l_{\text{barra}}+2 \cdot l_{b,n}=10 \cdot 1.06+2 \cdot 1.18=12.96 \text{ m}$$

Armadura de refuerzo:

$$\text{Longitud}=(h_{\text{hastial}}/2-r_n)+l_{\text{barra}}+d+l_{b,n}=(0.60/2-0.05)+1.06+0.75+1.29=3.4 \text{ m}$$

- Armado flexión inferior.

Armadura base:

$$\text{Longitud}=10 \cdot l_{\text{barra}}+2 \cdot l_{b,n}=10 \cdot 1.06+2 \cdot 0.78=12.16 \text{ m.}$$

Armadura de refuerzo:

$$\text{Longitud}=4 \cdot l_{\text{barra}}+2 \cdot d+2 \cdot l_{b,n}=4 \cdot 1.06+2 \cdot 0.75+2 \cdot 0.59=6.92 \text{ m}$$

Losa inferior.

- Armado de flexión superior.

Armadura base:

$$\text{Longitud}=10 \cdot l_{\text{barra}}+2 \cdot l_{b,n}=10 \cdot 1.06+2 \cdot 0.99=12.58 \text{ m}$$

Armadura de refuerzo:

$$\text{Longitud}=5 \cdot l_{\text{barra}}+2 \cdot d+2 \cdot l_{b,n}=5 \cdot 1.06+2 \cdot 0.95+2 \cdot 0.47=8.14 \text{ m}$$

- Armado flexión inferior.

Armadura base:

$$\text{Longitud}=10 \cdot l_{\text{barra}}+2 \cdot l_{b,n}=10 \cdot 1.06+2 \cdot 0.7=12 \text{ m.}$$

Armadura de refuerzo:

$$\text{Longitud}=(h_{\text{hastial}}/2-r_n)+l_{\text{barra}}+d+l_{b,n}=(0.60/2-0.05)+1.06+0.95+0.83=3.14 \text{ m}$$

Hastiales.

- Armadura del trasdós.

Armadura base:

$$\text{Longitud} = 10 \cdot l_{\text{barra}} + 2 \cdot l_{b,n} = 10 \cdot 0.70 + 2 \cdot 0.84 = 8.68 \text{ m}$$

Armadura de refuerzo superior:

$$\text{Longitud} = (h_{\text{hastial}}/2 - r_n) + l_{\text{barra}} + d + l_{b,n} = (0.8/2 - 0.05) + 0.7 + 0.55 + 0.92 = 2.58 \text{ m}$$

Armadura de refuerzo inferior:

$$\text{Longitud} = (h_{\text{hastial}}/2 - r_n) + l_{\text{barra}} + d + l_{b,n} = (0.8/2 - 0.05) + 0.7 + 0.55 + 0.92 = 2.58 \text{ m}$$

· Armadura del intradós

Armadura base:

$$\text{Longitud} = 10 \cdot l_{\text{barra}} + 2 \cdot l_{b,n} = 10 \cdot 0.7 + 2 \cdot 0.56 = 8.12 \text{ m}$$

5.2. E.L.U. de agotamiento frente a cortante (Art. 44, EHE-08).

La determinación de la armadura necesaria a colocar en cada una de las partes del marco para que este resista los esfuerzos de cortante a los que se va a ver sometido durante su vida útil se realiza en función de las envolventes de esfuerzos obtenidas mediante la consideración de Estado Limite Ultimo de cortante.

Se tomarán de las envolventes obtenidas los valores máximos y mínimos de los cortantes y de sus axiles concomitantes sobre los nudos que forman el modelo de cálculo.

Para la obtención de la armadura de cortante son necesarias una serie de comprobaciones:

$$\begin{aligned} V_{rd} &\leq V_{u1} \\ V_{rd} &\leq V_{u2} \end{aligned}$$

Donde:

V_{u1} esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

V_{u2} esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Estos parámetros se obtienen de la siguiente forma:

$$V_{u1} = k \cdot f_{tcd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cotg \theta + \cotg \alpha}{1 + \cotg^2 \theta}$$

En este caso en particular, en el que las armaduras forman un ángulo $\alpha = 90^\circ$, no hay esfuerzo axil, la resistencia de proyecto es menor que 60 N/mm² ($f_{ck} < 60 \text{ N/mm}^2$) y se adopta como ángulo de las bielas de compresión $\theta = 45^\circ$. Por tanto la expresión de esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma queda reducida a:

$$V_{u1} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d$$

Donde:

K Coeficiente de reducción por esfuerzo axial. En el caso de las losas se desprecia el esfuerzo axial, quedando $k = 1$. En el caso de los hastiales, se tiene que considerar según la siguiente expresión:

$$k = \left(1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}} \right)$$

f_{1cd} resistencia a compresión del hormigón ($f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$).

b_0 anchura neta mínima del elemento (en este caso de valor unidad).

d canto útil del elemento.

θ Angulo entre las bielas de compresión de hormigón y el eje de la pieza. Se adopta $\cotg \theta = \cotg \theta_e$, siendo $f_{ct,m}$ la resistencia media a tracción del hormigón. Así, en el caso de las losas se tendrá un $\cotg \theta = 1$ y en el hastial se deberá determinar como:

$$\cotg \theta_e = \sqrt{1 - \frac{\sigma'_{cd}}{f_{ct,m}}}$$

α ángulo que forman las armaduras respecto al eje de la pieza ($\alpha = 90^\circ$)

Para la segunda de las comprobaciones:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d \cdot \beta$$

Donde:

ξ coeficiente, utilizado para determinar la influencia del tamaño de la pieza, definido mediante la expresión:

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

ρ Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción, anclada a una distancia igual o mayor que d a partir de la sección de estudio:

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s Área del acero en la sección, obtenida con el armado elegido para soportar la flexotracción.

σ'_{cd} Tensión axial media en el alma de la sección (influencia del axil). En el caso de flexión simple (caso de las dos losas) adopta un valor nulo; mientras que en el caso de los hastiales tiene un valor definido mediante la expresión:

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_{cd}}$$

Donde:

N_d esfuerzo axil de cálculo.

A_c área total de la sección de hormigón.

En caso de que ambas comprobaciones no se cumplan, significará que el elemento en cuestión que se está analizando precisa de armadura de cortante (V_{rd}) que se dimensionara siguiendo:

$$V_{su} = V_{rd} - V_{cu}$$

Donde una vez obtenido V_{su} , se calculara el área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo α con la directriz de la pieza A_α , que se definirá mediante la siguiente expresión:

$$A_\alpha = \frac{V_{su}}{f_{y\alpha,d} \cdot 0.90 \cdot d}$$

Donde:

$f_{y\alpha,d}$ resistencia de cálculo de la armadura.

5.2.1. Losa superior.

Cálculo de la armadura de cortante en la losa superior.

Tomando como valores: $\xi = 1.45$, $f_{ck} = 25$ MPa, $b_0 = 80$ cm, $d = 75$ cm, $f_{cd} = 16.66$ MPa, $V_{u1} = 3748$ KN, $f_{ct,m} = 2.56$ MPa.

Puesto que $V_{rd} < V_{u1}$, Cumple.

Se obtiene:

Nudo	V_{rd} (KN)	V_{cu} (KN)	$V_{u2}=V_{cu}+V_{su}$	$V_{su,necesaria}$	A_{90} (cm ² /m)
11	800	287.54	No cumple	520	15.3
12	672	287.54	No cumple	390	11.5
13	530	376.78	No cumple	170	5
14	400	376.78	No cumple	40	1.2

15	270	376.78	Cumple	-	-
16	153	376.78	Cumple	-	-

En los nudos 11, 12, 13 y 14 se procederá a calcular la armadura. Por simetría de la pieza, también en los nudos 19, 20, 21 y 22.

Cuantía mínima de armadura (Art. 44.2.3.4.1)

Se debe de cumplir:

$$\frac{A_s \cdot f_{yd}}{s_n \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} \cdot b_0$$

Separación máxima entre armaduras transversales (Art. 44.2.3.4.1).

-Separación longitudinal, s_t

Para garantizar un adecuado confinamiento del hormigón, se deberá cumplir:

$$s_t \leq 0.75 \cdot d \cdot (a + \cot \alpha) \leq 600 \text{ mm} \quad \text{si} \quad V_{rd} \leq (1/5) \cdot V_{u1}$$

-Separación transversal, $s_{t, \text{trans}}$

La separación transversal entre ramas de armaduras transversales deberá cumplir:

$$s_{t, \text{trans}} \leq d \leq 500 \text{ mm} \quad \text{En este caso } d = 750 \text{ mm.}$$

Por tanto la separación transversal máxima entre armaduras no será mayor a 500 mm.

En ambos casos se prolongara la colocación de cercos o estribos en una longitud igual a medio canto de la pieza, mas allá de la sección en la que teóricamente dejen de ser necesarios. En los apoyos, los cercos o estribos se dispondrán hasta el borde de los mismos, tal y como indica la EHE – 08.

Armadura de cortante dispuesta.

Nudo	$A_{90, \text{necesaria}} \text{ (cm}^2\text{/m)}$	$A_{90, \text{dispuesta}}$
11	11.9	Φ10/15
12	10	Φ10/15
13	8.3	Φ10/15
14	8.3	Φ10/15

El tamaño de los cercos depende de las dimensiones de la sección en cada elemento del marco y de la disposición de la armadura longitudinal de flexión, de forma que el conjunto de cercos con esta armadura longitudinal presenten una disposición modular. Así, fijadas las

dimensiones de los cercos, la determinación del diámetro de los redondos que los conforman es inmediata para aportar al menos la cuantía requerida por cálculo.

De acuerdo con lo anterior la armadura de cortante la constituirán **cercos ϕ 10/15 de 70x15 cm** y su longitud abarcará en el extremo izquierdo del dintel, desde el nudo 11 hasta el nudo 13 más el medio canto útil comentado. En el extremo derecho se dispondrá el mismo armado de forma simétrica al anterior.

$$L_{\text{armadura cortante}} = (h_{\text{hastial}}/2 - r_n) + 3 \cdot L_{\text{barra}} + d/2 = (0.30 - 0.03) + 3 \cdot 1.06 + 0.75/2 = 3.825 \text{ m} \approx 4.00 \text{ m}.$$

5.2.2. Losa inferior.

Cálculo de la armadura de cortante en la losa inferior.

Tomando como valores: $\xi = 1.45$, $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $b_0 = 100 \text{ cm}$, $d = 75 \text{ cm}$, $f_{cd} = 16.66 \text{ MPa}$, $V_{u1} = 4750 \text{ KN}$, $f_{ct,m} = 2.56 \text{ MPa}$.

Puesto que $V_{rd} < V_{u1}$, Cumple.

Se obtiene:

Nudo	$V_{rd} \text{ (KN)}$	$V_{cu} \text{ (KN)}$	$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$	$V_{su, \text{necesaria}}$	$A_{90} \text{ (cm}^2\text{/m)}$
31	650	309.74	No cumple	345	10.35
32	460	309.74	No cumple	153	4.5
33	300	355.48	Cumple	-	-
34	210	355.48	Cumple	-	-
35	115	355.48	Cumple	-	-
36	30	355.48	Cumple	-	-

En los nudos 31 y 32 se procederá a calcular la armadura. Por simetría de la pieza, también en los nudos 40 y 41.

Cuantía mínima de armadura (Art. 44.2.3.4.1)

Se debe de cumplir:

$$\frac{A_s \cdot f_{y,s,d}}{s_n} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} \cdot b_0$$

Separación máxima entre armaduras transversales (Art. 44.2.3.4.1).

-Separación longitudinal, s_t

Para garantizar un adecuado confinamiento del hormigón, se deberá cumplir:

$$s_t \leq 0.75 \cdot d \cdot (a + \cot \alpha) \leq 600 \text{ mm} \quad \text{si} \quad V_{rd} \leq (1/5) \cdot V_{u1}$$

-Separación transversal, $s_{t, \text{trans}}$.

La separación transversal entre ramas de armaduras transversales deberá cumplir:

$$s_{t, \text{trans}} \leq d \leq 500 \text{ mm} \quad \text{En este caso } d = 750 \text{ mm.}$$

Por tanto la separación transversal máxima entre armaduras no será mayor a 500 mm.

En ambos casos se prolongara la colocación de cercos o estribos en una longitud igual a medio canto de la pieza, mas allá de la sección en la que teóricamente dejen de ser necesarios. En los

apoyos, los cercos o estribos se dispondrán hasta el borde de los mismos, tal y como indica la EHE – 08.

Armadura de cortante dispuesta.

Nudo	$A_{90, \text{necesaria}} \text{ (cm}^2\text{/m)}$	$A_{90, \text{dispuesta}}$
31	10.3	$\Phi 10/15$
32	8.3	$\Phi 10/15$

El tamaño de los cercos depende de las dimensiones de la sección en cada elemento del marco y de la disposición de la armadura longitudinal de flexión, de forma que el conjunto de cercos con esta armadura longitudinal presenten una disposición modular. Así, fijadas las dimensiones de los cercos, la determinación del diámetro de los redondos que los conforman es inmediata para aportar al menos la cuantía requerida por cálculo.

De acuerdo con lo anterior la armadura de cortante la constituirán **cercos $\Phi 10/15$ de 70x15 cm** y su longitud abarcará en el extremo izquierdo del dintel, desde el nudo 11 hasta el nudo 13 más el medio canto útil comentado. En el extremo derecho se dispondrá el mismo armado de forma simétrica al anterior.

$$L_{\text{armadura cortante}} = (h_{\text{hastial}}/2 - r_n) + 3 \cdot L_{\text{barra}} + d/2 = (0.30 - 0.03) + 2 \cdot 1.06 + 0.75/2 = 2.77 \text{ m} \approx 3.00 \text{ m.}$$

5.2.3. Hastiales.

Como es habitual en la mayoría de los muros, esta parte del marco de hormigón no necesitará armadura de cortante. Para favorecer este hecho, aquí si va a tenerse en cuenta la contribución a la resistencia a corte de la compresión, si bien a través de los axiles mínimos correspondientes a cada sección de estudio.

La comprobación de resistencia a corte por alma traccionada se realizara tanto en el extremo superior del paramento como en el inferior, si bien procediendo de igual modo que con las losas las secciones de referencia se trasladan a los puntos situados a un canto útil de los bordes de los muros.

Puesto que, como ya se ha comentado, para el dimensionamiento del armado de los hastiales no se considera el axil nulo como sí se hizo con las losas, la influencia de este será incorporada en las expresiones del cálculo del esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua, con el coeficiente K; y del esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma, donde la influencia del axil corresponde a la tensión axial media en el alma de la sección σ'_{cd} .

Nudo 1.

$$\sigma = \frac{N_d}{A_{cd}} = \frac{-699}{0.6 \cdot 1} = -1.165 \text{ MPa}$$

$$V_{u2} = \left[\frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d \cdot \beta = \left[0.10 \cdot 1.60 \cdot (100 \cdot 0.007 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} - 0.15 \cdot (-1.165) \right] \cdot$$

Nudo 11.

$$\sigma = \frac{N_d}{A_{cd}} = \frac{-170}{0.6 \cdot 1} = -0.28 \text{ MPa}$$

$$V_{u2} = \left[\frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d \cdot \beta = \left[0.10 \cdot 1.60 \cdot (100 \cdot 0.007 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} - 0.15 \cdot (-0.28) \right] \cdot$$

A continuación se obtiene el valor del coeficiente de reducción por esfuerzo axil:

Nudo 1.

$$k = 1 + \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} = 1 + \frac{1.16}{25} = 1.04$$

Nudo 11.

$$k = 1 + \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} = 1 + \frac{0.28}{25} = 1.01$$

Por tanto se obtienen los siguientes valores:

	V_{rd} (KN)	V_{u1} (KN)	V_{cu} (KN)	
Nudo 1	270	7159	357.34	$V_{rd} < V_{cu}$ Cumple
Nudo 11	169	6935	279.87	$V_{rd} < V_{cu}$ Cumple

Por lo que no es necesario disponer armadura de cortante en los hastiales.

5.3. E.L.S. de fisuración

Del mismo modo que en los estados límites últimos, se considera la porción unitaria de marco en los cálculos, sobre la cual se analiza el ELS de fisuración debido a la tracción de las fibras longitudinales.

En estructuras de hormigón suele ser inevitable la aparición de fisuras. Estas no suponen ningún problema para la durabilidad de la estructura y su uso normal, siempre y cuando se limite la abertura característica de fisura.

La abertura característica de fisura, w_k , es decir el valor de distancia entre las caras de las grietas, se calcula para la combinación de esfuerzos del estado límite de servicio cuasi permanente.

El ambiente de exposición correspondiente a esta estructura es el ambiente IIa, por lo que la abertura máxima considerada $w_{\max} = 0.3 \text{ mm}$. Por lo que se debe comprobar, en aquellos casos en los que se produzca fisuración que la abertura de fisura w_k es menor o igual que la máxima permitida.

$$w_k \leq w_{\max} = 0.3 \text{ mm (Art. 49.2.3 EHE-08)}$$

Por tanto, la comprobación de abertura de fisura por tracción tendrá lugar en los nudos que soportan las peores situaciones de estas zonas, es decir, en aquellos cuyo momento sea máximo en modulo.

Cabe destacar que si el momento flector actuante en estos nudos no supera el momento de fisuración, como es de esperar no será necesario calcular la abertura de fisura característica. Este momento de fisuración se define como:

$$M_{\text{fisuración}} = \frac{f_{ct,m} \cdot I_b}{y_1}$$

Donde:

$M_{\text{fisuración}}$ Momento en el que la fibra más traccionada del hormigón alcanza el valor $f_{ct,m}$

$f_{ct,m}$ Resistencia media del hormigón a compresión. Definido como:

$$f_{ct,m,fl} = \max \left[\left(1.6 - \frac{h}{1000} \right) \cdot f_{ct,m}; f_{ct,m} \right]$$

$$f_{ct,m} = 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

I_b Momento de inercia de la sección bruta.

y_1 Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la fibra extrema en tracción.

La abertura característica de fisura se define como:

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \epsilon_{sm}$$

Donde:

β Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico y que adopta un valor de 1.3 cuando solo actúan acciones indirectas y 1.7 para un caso de proyecto normal. En este caso se tendrá $\beta=1.7$.

s_m Separación media entre fisuras, en mm.

$$s_m = 2 \cdot c + 0.2 \cdot s + 0.4 \cdot k_1 \cdot \phi \cdot \frac{A_{c,eficaz}}{A_s}$$

ε_{sm} Alargamiento medio de las armaduras teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras.

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[1 - k_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{SR}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0.4 \cdot \frac{\sigma_{SR}}{E_s}$$

c Recubrimiento de las armaduras traccionadas

s Distancia entre las barras longitudinales. Si $s > 15\phi$ se tomara $s=15\phi$. En el caso de vigas armadas con n barras, se tomara $s=b/n$ siendo b el ancho de la viga.

k_1 Coeficiente que representa la influencia del diagrama de tracciones en la sección, de valor:

$$k_1 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{\varepsilon_1}$$

Donde ε_1 y ε_2 son las deformaciones máxima y mínima calculadas en sección fisurada, en los límites de la zona de tracción. Para los casos de flexión simple, se puede adoptar un valor $k_1=0.125$.

ϕ Diámetro de la barra traccionada más gruesa o diámetro equivalente en el caso de grupo de barras.

$A_{c,eficaz}$ Área de hormigón en la zona de recubrimiento, en donde las barras a tracción incluyen de forma efectiva en la abertura de fisuras.

A_s Sección total de las armaduras situadas en el área $A_{c,eficaz}$.

σ_s Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada.

E_s Módulo de deformación longitudinal del acero.

k_2 Coeficiente de valor 1.0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0.5 para las restantes.

σ_{SR} Tensión de la armadura en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón, lo cual se supone que ocurre cuando la tensión de tracción en la fibra más traccionada de hormigón alcanza el valor $f_{ctm,fl}$.

5.3.1. Losa superior.

Se aplicará la comprobación de fisuración por tracción en las secciones cuyo momento sea máximo en módulo, es decir, las correspondientes a los nodos 16 y 11 a pesar de que este último se encuentre en la confluencia de la losa con el hastial.

Los cálculos para la determinación de la abertura de fisura se han realizado de forma manual. El momento de fisuración que se obtiene para esta sección del marco es:

$$M_{\text{fisuración}} = \frac{f_{ct,m} \cdot I_b}{\gamma_1} = \frac{2560 \cdot \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 0.8^3}{\frac{1}{2}} = 218.45 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Nudo 16.

$M_k = 597.2 \text{ m} \cdot \text{KN}$. Este momento característico es mayor que el momento de fisuración, por lo que se sí se producirá fisuración en el centro del dintel.

Será por tanto necesario estudiar la abertura característica de fisura, con tal de comprobar la condición de estado límite de servicio para este tipo de ambiente de exposición en el hormigón.

Datos de partida:

$$c = r_{\min} + \phi_{\text{cerco}} = 30 + 10 = 40 \text{ mm}$$

$$A_{c,\text{eficaz}} = b \cdot \frac{h}{4} = 100 \cdot \frac{80}{4} = 2000 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5 \cdot \frac{\pi \cdot 25^2}{4} + 5 \cdot \frac{\pi \cdot 25^2}{4} = 49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Con: } K_1 = 0.125 \quad s = 20 \text{ cm} \quad K_2 = 0.5 \quad E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Separación media entre fisuras:

$$s_m = 2 \cdot 4 + 0.2 \cdot 20 + 0.4 \cdot 0.125 \cdot 2.5 \cdot \frac{2000}{49} = 17 \text{ cm}$$

El cálculo de las tensiones de la armadura traccionada se obtiene de:

$$\sigma_s = \frac{M_K}{0.8 \cdot d \cdot A_s} = \frac{597.2}{0.8 \cdot 0.75 \cdot (49 \cdot 10^{-4})} = 203 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sR} = \frac{M_{FIS}}{0.8 \cdot d \cdot A_s} = \frac{218.45}{0.8 \cdot 0.75 \cdot (49 \cdot 10^{-4})} = 74.3 \text{ MPa}$$

Por tanto:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{203}{200000} \cdot \left[1 - 0.5 \cdot \left(\frac{74.3}{203} \right)^2 \right] = 9.47 \cdot 10^{-4} \geq 0.4 \cdot \frac{203}{200000}$$

Finalmente:

$$W_K = 1.7 \cdot 170 \cdot 9.47 \cdot 10^{-4} = 0.27 \text{ mm}$$

Como la abertura de fisura es menor a 0.3 mm, no es necesario disponer armadura de fisuración.

Nudo 11.

Mk=324.5 m·KN. Este momento característico es menor que el momento de fisuración, por lo que se no se producirá fisuración en los extremos del dintel.

5.3.2. Losa inferior.

Nudo 36.

Mk=549.3 m·KN. Este momento característico es mayor que el momento de fisuración, por lo que se sí se producirá fisuración en el centro del dintel.

Será por tanto necesario estudiar la abertura característica de fisura, con tal de comprobar la condición de estado límite de servicio para este tipo de ambiente de exposición en el hormigón.

Datos de partida:

$$c = r_{\min} + \phi_{\text{cerco}} = 30 + 10 = 40 \text{ mm}$$

$$A_{ce,eficaz} = b \cdot \frac{h}{4} = 100 \cdot \frac{100}{4} = 2500 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5 \cdot \frac{\pi \cdot 25^2}{4} + 5 \cdot \frac{\pi \cdot 25^2}{4} = 49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Con: } K_1 = 0.125 \quad s = 20 \text{ cm} \quad K_2 = 0.5 \quad E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Separación media entre fisuras:

$$s_m = 2 \cdot 4 + 0.2 \cdot 20 + 0.4 \cdot 0.125 \cdot 2.5 \cdot \frac{2500}{49} = 18.37 \text{ cm}$$

El cálculo de las tensiones de la armadura traccionada se obtiene de:

$$\sigma_s = \frac{M_K}{0.8 \cdot d \cdot A_s} = \frac{549.3}{0.8 \cdot 0.95 \cdot (49 \cdot 10^{-4})} = 147.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SR} = \frac{M_{FIS}}{0.8 \cdot d \cdot A_s} = \frac{218.45}{0.8 \cdot 0.95 \cdot (49 \cdot 10^{-4})} = 58.66 \text{ MPa}$$

Por tanto:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{147.5}{200000} \cdot \left[1 - 0.5 \cdot \left(\frac{58.66}{147.5} \right)^2 \right] = 6.79 \cdot 10^{-4} \geq 0.4 \cdot \frac{147.5}{200000}$$

Finalmente:

$$W_K = 1.7 \cdot 183.7 \cdot 6.79 \cdot 10^{-4} = 0.212 \text{ mm}$$

Como la abertura de fisura es menor a 0.3 mm, no es necesario disponer armadura de fisuración.

Nudo 1.

Mk=342.9 m·KN. Este momento característico es menor que el momento de fisuración, por lo que se no se producirá fisuración en los extremos del dintel.

5.3.3. Hastiales.

En esta parte del marco de hormigón no se evaluará la fisuración, ya que como trabaja a flexo-compresión no resulta ser una zona problemática.