



ANEJO Nº7. CÁLCULO DE LAS ALETAS Y DE LA LOSA DE TRANSICIÓN





ÍNDICE.

1. OBJETO.

2. ELECCIÓN DE LAS SECCIONES TIPO.

3. ACCIONES A CONSIDERAR.

3.1. Acciones Permanentes (G)

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

3.3. Acciones variables (Q).

4. DIMENSIONAMIENTO GEOMÉTRICO.

4.1. Sección Tipo I.

4.2. Sección Tipo II.

5. DIMENSIONAMIENTO DE LAS ARMADURAS.

5.1. Verificación del Estado Límite Último

5.1.1. E.L.U. de flexión simple.

5.1.1.1. Armado de la sección Tipo I

5.1.1.2. Armado de la sección Tipo II

5.1.1.3. Armado de la zapata en sección Tipo I

5.1.1.4. Armado de la zapata en sección Tipo II

5.1.1.5. Longitud de las armaduras y longitudes de anclaje.

5.2.1. E.L.U. de cortante.

5.2.1.1. Sección Tipo I

5.2.1.2. Sección Tipo II

5.2.3. E.L.U. de fisuración.





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. ELECCIÓN DE LAS SECCIONES TIPO.

Una vez se ha construido el marco, se ejecutan las aletas, cuya misión es contener las tierras del terraplén.

Las aletas se ejecutarán "in-situ" adosadas a los hastiales del marco y separados de este por una junta.

Las aletas se han calculado como muros en ménsula, sometidos en su trasdós a la acción del terreno.

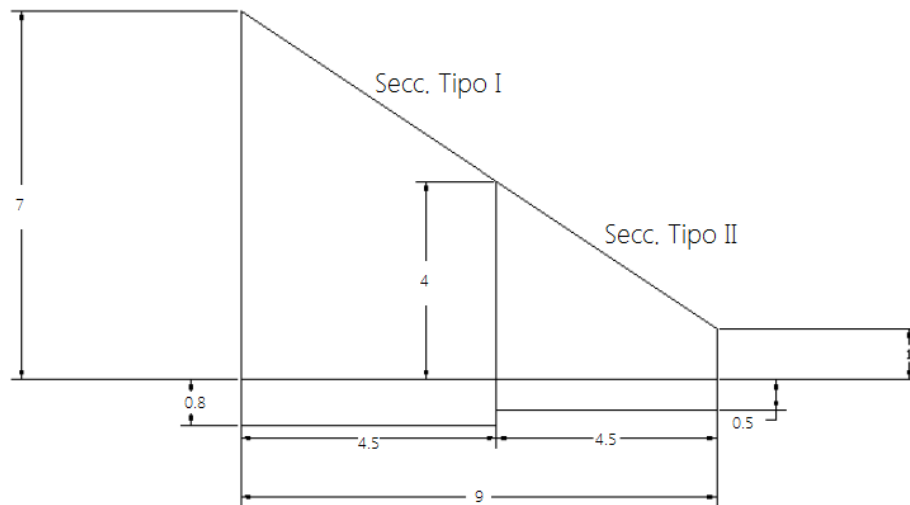
Las aletas se dispondrán formando 45° con el eje de la traza del camino que atraviesa la estructura. Se considera que las longitudes de estas son iguales, siendo de 9.00 metros. Además tendrán una altura variable entre 7.00 metros en el extremo en contacto con el marco y 1.00 metro en el extremo final.

Para su ejecución y como consecuencia de que la sobrecarga solamente actuará en la parte de la aleta más próxima al empuje de la sobrecarga por tráfico rodado, en este caso, la zona que esta inmediatamente unida al hastial, se dividirán las aletas en dos partes para realizar un cálculo optimizado.

El primer tramo presenta una altura variable entre 7.00 y 3.93, que se redondeará para quedar del lado de la seguridad en 4.00. El segundo tramo se extiende desde 4.00 a 1 metros.

Cada tramo tendrá un armado y una geometría constantes, definidos mediante una sección tipo tomada como la más desfavorable, que en este caso será aquella sección a la que le corresponda la mayor altura del muro.

Por tanto, las dos secciones tipo empleadas para el cálculo serán:

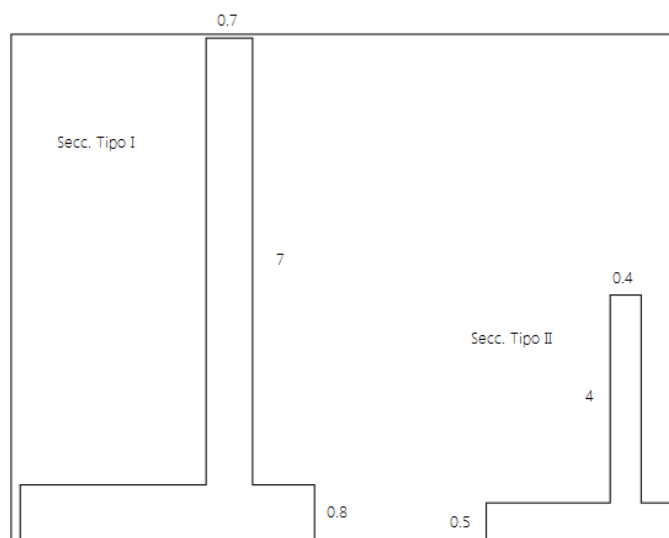


Las dimensiones de cada una de las secciones tipo se definen según el siguiente criterio:

El ancho del muro será constante y tendrá un valor de $\frac{H}{10}$, siendo H la altura del muro.

- El canto de la zapata será ligeramente superior al ancho del muro y de valor constante, en este caso se toma un valor de $\frac{H}{10} + 0.10$, es decir, se incrementa en 10 centímetros el ancho del muro.

A falta de definir las dimensiones de la puntera y del talón, las secciones de los muros quedan definidas de la siguiente forma:



La distribución y dimensiones de puntera y talón, se establecerán más adelante de forma iterativa, determinando así las dimensiones óptimas.

3. ACCIONES A CONSIDERAR.

Tal y como se ha comentado en apartados anteriores, se supone una profundidad de sección de 1.00 m de las secciones de cálculo. Además, no se considerará la presión intersticial que pueda crear el agua debido a una correcta y efectiva disposición de un sistema de drenaje en el trasdós del muro. Las acciones que solicitan las aletas son las siguientes:

3.1. Acciones Permanentes (G)

Peso propio.

La resultante final se obtiene de multiplicar el volumen total del muro por el peso específico del hormigón, para el cual se ha adoptado un valor de 25 KN/m³.

Cargas muertas.

Comprende el volumen de tierras que gravitan sobre el talón de la zapata. Se ha adoptado un peso específico aparente de 20 KN/m³.

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

De forma contraria al caso del marco, en el caso de un muro se conoce el movimiento que puede experimentar bajo las acciones que lo solicitan, ya que el alzado cederá ante el empuje de tierras. Esto permite afirmar que el empuje será de tipo activo.

Se ha considerado que no existe inclinación en el terreno, por tanto el empuje se calculará con la superficie horizontal.

Empuje activo en el trasdós.

Este esfuerzo se calculará con los valores anteriormente adoptados de peso específico aparente del terraplén (20 KN/m³), ángulo de rozamiento interno ϕ (30°) y cohesión C (0).

Cabe mencionar que el empuje será calculado sobre el plano vertical que contiene la cara de trasdós de la zapata.

El empuje horizontal se puede relacionar con el vertical mediante el coeficiente k_a , proporcionado por Rankine:

$$k_a = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} = \frac{1 - \text{sen } 30}{1 + \text{sen } 30} = 0.33333$$

Siendo la expresión del empuje:



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

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.

Sismo.

Según la NCSP-07 no será necesaria la consideración de las acciones sísmicas cuando la aceleración sísmica horizontal básica del emplazamiento cumpla:

$a_b < 0.04 * g$; donde g es la aceleración de la gravedad.

En este caso, se deduce que la zona de estudio se caracteriza por una aceleración sísmica básica a_b igual a, $a_b = 0.07 * g$, por tanto tendremos que tenerla en consideración en el desarrollo de los cálculos.

La aceleración sísmica de cálculo resulta ser:

$$a_c = 1 * 1.3 * a_b = 0.091 * g$$

3.3. Acciones variables (Q).

Sobrecarga en terraplenes adyacentes.

Según la norma 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.

En consecuencia, esta acción únicamente actuará en las secciones tipo de las aletas que arranquen de las secciones extremas del marco, es decir de los dos módulos en que se ha dividido la aleta, el que se encuentra en contacto con el hastial.

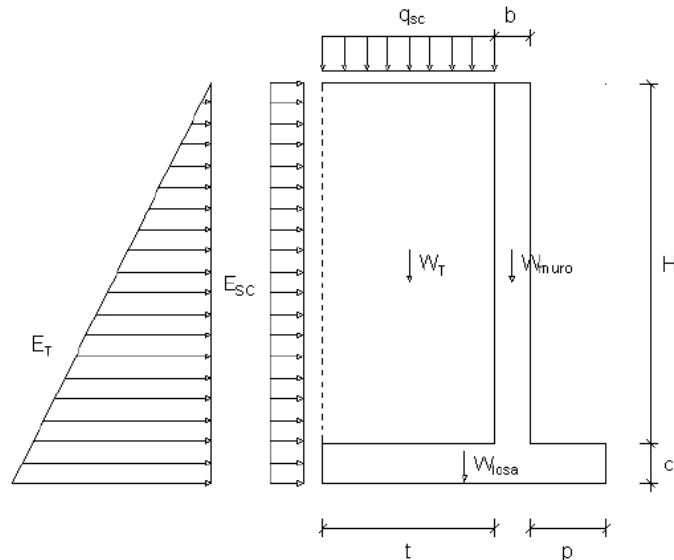
Por tanto, el valor del empuje, incrementado por el coeficiente k_a de Rankine quedará:

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

Donde:

- e_a Empuje active de tierras.
- k_a Coeficiente de empuje active.
- q_{traf} Sobrecarga en coronación.

A continuación, se representan las cargas que actúan sobre la sección del muro:



4. DIMENSIONAMIENTO GEOMÉTRICO.

Para las dos secciones de aletas modelizadas se realizarán las siguientes comprobaciones:

- Seguridad al vuelco
- Seguridad al deslizamiento
- Tensión admisible en el plano de cimentación

Las comprobaciones se realizan según indican los apartados 4.5, 4.6 y 4.7 de la *Guía de cimentaciones en obras de carretera*, dejando la estructura del lado el de estabilidad global.

Se comprueban, bajo la combinación de acciones de servicio característica que el coeficiente de seguridad al deslizamiento sea superior a 1.5, el coeficiente de seguridad al vuelco sea superior a 1.8 y que la tensión transmitida al cimiento sea inferior a la tensión admisible.

Conocidas algunas de las dimensiones de las secciones tipo I y II y el valor y modo de aplicación de las solicitaciones actuantes, se determina la longitud de la puntera y el talón de sus zapatas.

4.1. Sección Tipo I.

a) Sin sismo y con sobrecarga:

Sobre esta sección actúan las siguientes fuerzas:

En esta sección el muro tiene una altura $H = 7.00$ m con lo que el ancho del muro, como ha de ser $\frac{H}{10}$ toma un valor de $h = 0.70$ m y el canto de la losa, como ha de ser $\frac{H}{10} + 0.10$ m toma un valor de $c = 0.80$ m.

Por tanto, con estos valores tendremos los siguientes resultados de las acciones a que está sometido el muro:

$$W_{\text{muro}} = H \cdot b \cdot \gamma_h = 7.00 \cdot 0.70 \cdot 25 = 122.5 \text{ KN/m}$$

$$W_{\text{losa}} = c \cdot (t + b + p) \cdot \gamma_h = 0.80 \cdot (t + 0.70 + p) \cdot 25 \text{ KN/m}$$

$$W_t = H \cdot t \cdot \gamma_t = 7.00 \cdot t \cdot 20 = 140 \cdot t \text{ KN/m}$$

$$W_{sc} = t \cdot q_{sc} = 10 \cdot t \text{ KN/m}$$

$$E_T = \frac{1}{2} \cdot (H + c)^2 \cdot k_a \cdot \gamma_{\text{terreno}} = 0.50 \cdot (7.00 + 0.80)^2 \cdot 0.33333 \cdot 20 = 202.8 \text{ KN/m}$$

$$E_{sc} = (H + c) \cdot k_a \cdot q_{sc} = (7.00 + 0.80) \cdot 0.33333 \cdot 10 = 26 \text{ KN/m}$$

Comprobación de seguridad al deslizamiento.

Se debe cumplir:

$$\frac{\sum F_v \cdot \tan \phi}{\sum F_h} \geq 1.5$$

Donde:

F_v Sumatorio de las fuerzas verticales que actúan sobre la sección de muro analizada.

F_h Sumatorio de fuerzas horizontales.

Por lo tanto:

$$F_v = W_{\text{muro}} + W_{\text{losa}} + W_t + W_{sc}$$

$$F_h = E_{\text{tierras}} + E_{sc}$$

Comprobación de seguridad al vuelco.

Se debe cumplir:

$$\frac{\sum M_{est}}{\sum M_{volc}} \geq 1.8$$

Donde:

M_{est} Sumatorio de los momentos *estabilizadores*

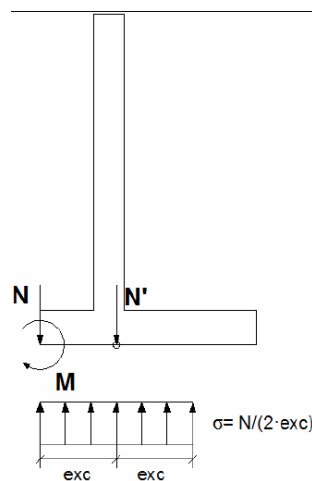
M_{volc} Sumatorio de los momentos *volcadores* que producirán la desestabilización de la estructura debido al movimiento del vuelco.

Por lo tanto:

$$M_{est} = M_{Wmuro} + M_{Wlosa} + M_{WT} + M_{Wsc}$$

$$M_{volc} = M_{Etierras} + M_{Esc}$$

Comprobación de tensión admisible en la cimentación.



Se debe cumplir:

$$\sigma = \frac{N}{2 \cdot e} \leq \sigma_{adm}$$

Donde:

σ Tensión admisible ($\sigma_{ADM} = 30 \text{ T/m}^2$)

N Sumatorio de fuerzas verticales

E Excentricidad, que viene dada por la expresión:

$$e = \frac{\sum M_{est} - \sum M_{volc}}{\sum F_v}$$

Como se puede observar, las tres ecuaciones anteriores quedan dependientes de los valores de puntera y talón del muro, que van a ser hallados gracias a tres condiciones que se van a imponer resolviendo las ecuaciones resultantes por iteración de manera que se cumplan simultáneamente los tres criterios.

En la siguiente tabla se adjuntan los resultados de la iteración realizada para resolver las tres ecuaciones:

Punta	Talón	Deslizamiento>1.5	Vuelco>1.8	Hundimiento<30t/m ²	Excentricidad
0.5	1	1.194	0.635	54.2	-0.739
0.5	1.5	1.430	0.959	49.3	-0.064
0.5	2	1.667	1.350	31.7	0.462
0.5	2.5	1.904	1.792	25.15	0.906
1	1	1.222	0.885	35.6	-0.224
1	1.5	1.458	1.276	33.5	0.431
1	2	1.695	1.733	25.2	0.948
1	2.5	1.932	2.257	20.977	1.386
1	3	2.169	2.846	24.0	1.777

Se ha tomado como solución los valores de la fila marcada.

Es importante comentar que sería necesario realizar también la comprobación con sismo para ver si cumple para esta sección, aunque el caso sin sismo es el más restrictivo de los dos y se dimensionará conforme a los resultados obtenidos en éste, por tanto no será necesaria su realización.

4.2. Sección Tipo II.

a) Sin sismo:

Sobre esta sección actúan las siguientes fuerzas:

En esta sección el muro tiene una altura $H = 4.00$ m con lo que el ancho del muro, como ha de ser $\frac{H}{10}$ toma un valor de $h = 0.40$ m y el canto de la losa, como ha de ser $\frac{H}{10} + 0.10$ m toma un valor de $c = 0.50$ m.

Por tanto, con estos valores tendremos los siguientes resultados de las acciones a que está sometido el muro:

$$W_{\text{muro}} = H \cdot b \cdot \gamma_h = 4.00 \cdot 0.40 \cdot 25 = 40 \text{ KN/m}$$

$$W_{\text{losa}} = c \cdot (t+b+p) \cdot \gamma_h = 0.50 \cdot (t+0.40+p) \cdot 25 \text{ KN/m}$$

$$W_t = H \cdot t \cdot \gamma_t = 4.00 \cdot t \cdot 20 = 80 \cdot t \text{ KN/m}$$

$$E_T = \frac{1}{2} \cdot (H + c)^2 \cdot k_a \cdot \gamma_{\text{terreno}} = 0.50 \cdot (4.00 + 0.50)^2 \cdot 0.33333 \cdot 20 = 67.5 \text{ KN/m}$$

Comprobación de seguridad al deslizamiento.

Se debe cumplir:

$$\frac{\sum F_v \cdot \tan \phi}{\sum F_h} \geq 1.5$$

Donde:

F_v Sumatorio de las fuerzas verticales que actúan sobre la sección de muro analizada.

F_h Sumatorio de fuerzas horizontales.

Por lo tanto:

$$F_v = W_{\text{muro}} + W_{\text{losa}} + W_T + W_{sc}$$

$$F_h = E_{\text{tierras}} + E_{sc}$$

Comprobación de seguridad al vuelco.

Se debe cumplir:

$$\frac{\sum M_{\text{est}}}{\sum M_{\text{volc}}} \geq 1.8$$

Donde:

M_{est} Sumatorio de los momentos *estabilizadores*

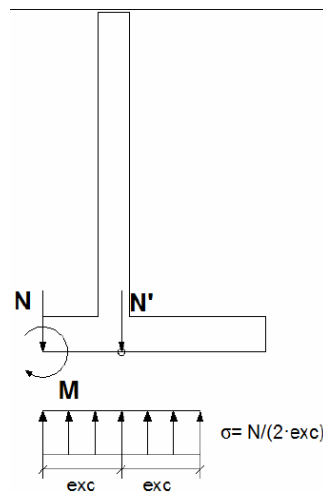
M_{volc} Sumatorio de los momentos *volcadores* que producirán la desestabilización de la estructura debido al movimiento del vuelco.

Por lo tanto:

$$M_{\text{est}} = M_{W_{\text{muro}}} + M_{W_{\text{losa}}} + M_{W_T} + M_{W_{sc}}$$

$$M_{\text{volc}} = M_{E_{\text{tierras}}} + M_{E_{sc}}$$

Comprobación de tensión admisible en la cimentación.



Se debe cumplir:

$$\sigma = \frac{N}{2 \cdot e} \leq \sigma_{adm}$$

Donde:

σ Tensión admisible ($\sigma_{ADM} = 30 \text{ T/m}^2$)

N Sumatorio de fuerzas verticales

E Excentricidad, que viene dada por la expresión:

$$e = \frac{\sum M_{est} - \sum M_{vol}}{\sum F_v}$$

Como se puede observar, las tres ecuaciones anteriores quedan dependientes de los valores de puntera y talón del muro, que van a ser hallados gracias a tres condiciones que se van a imponer resolviendo las ecuaciones resultantes por iteración de manera que se cumplan simultáneamente los tres criterios.

En la siguiente tabla se adjuntan los resultados de la iteración realizada para resolver las tres ecuaciones:

Punta	Talón	Deslizamiento>1.5	Vuelco>1.8	Hundimiento<30t/m ²	Excentricidad
0.5	0.5	0.857	0.456	30.2	0.003
0.5	1	1.172	0.876	19.3	0.552
0.5	1.5	1.486	1.423	17.7	0.952
0.5	2	1.801	2.130	9.15	1.291
1	1	1.210	1.266	10.6	1.021
1	1.5	1.525	1.939	15.5	1.146
1	2	1.840	2.741	12.2	1.754
1	2.5	2.155	3.669	10.5	2.064
1	3	2.469	4.725	11.0	2.357

Se ha tomado como solución los valores de la fila marcada.

Es importante comentar que sería necesario realizar también la comprobación con sismo para ver si cumple para esta sección, aunque el caso sin sismo es el más restrictivo de los dos y se dimensionará conforme a los resultados obtenidos en éste, por tanto no será necesaria su realización.

5. DIMENSIONAMIENTO DE LAS ARMADURAS.

5.1. Verificación del Estado Límite Último

5.1.1. E.L.U. de flexión simple.

Para determinar el armado de las dos secciones de las aletas, se analizará:

-La sección inferior del muro en la unión con la losa

-La sección del muro a 3H/4 de la parte superior de este.

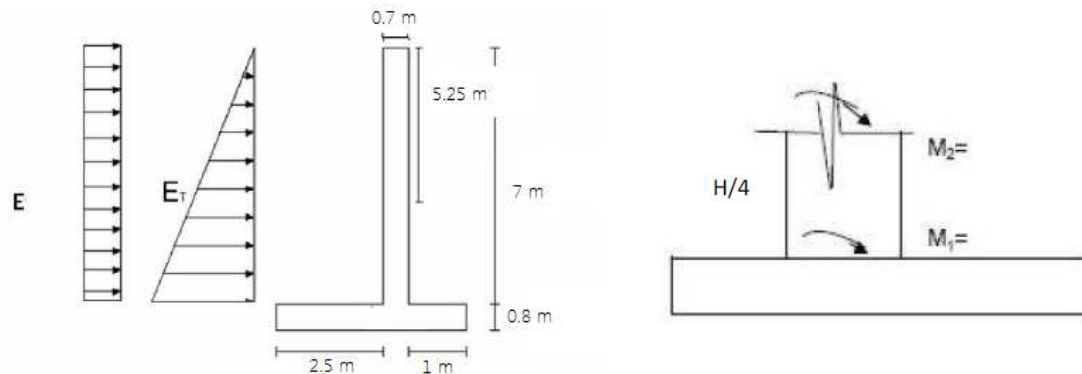
-La sección de la losa en su intersección con el intradós del muro. En este punto se produce el flector M2, a partir del cual se obtiene la armadura inferior de flexión de la losa.

-La sección de la losa en su intersección con el trasdós del muro. En este caso, en este punto se produce el flector M1, a partir del cual se obtiene la armadura superior de flexión de la losa.

Cabe destacar que, debido al reducido valor de los esfuerzos axiales, no se considerarán durante el cálculo, quedando así más del lado de la seguridad.

5.1.1.1. Armado de la sección Tipo I

Se tendrá en cuenta para el armado a flexión, el momento en el empotramiento del alzado, así como el momento a una distancia de H/3 del empotramiento. Para mayorar las cargas, se adopta un coeficiente de seguridad $\gamma = 1.5$.



Momento M1.

a) Considerando la sobrecarga y sin tener en cuenta el sismo.

$$M_{\text{tierras}} = \frac{1}{2} \cdot 7.00 \cdot 7.00 \cdot 20 \cdot 0.33333 \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot 7.00\right) = 381.1 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{SCU}} = 10 \cdot 0.33333 \cdot 7.00 \cdot \left(\frac{7.00}{2}\right) = 81.66 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_d = 1.5 \cdot (M_{\text{tierras}} + M_{\text{sismo}}) = 571.65 + 122.49 = 694.14 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

b) Considerando el sismo y sin tener en cuenta la sobrecarga.

$$M_{\text{tierras}} = \frac{1}{2} \cdot 7.00 \cdot 7.00 \cdot 20 \cdot 0.33333 \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot 7.00\right) = 381.1 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{sismo}} = \frac{1}{2} \cdot 7.00^2 \cdot (0.408 - 0.33333) \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot 7.00\right) = 8.575 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_d = 1.5 \cdot (M_{\text{tierras}} + M_{\text{sismo}}) = 571.65 + 12.86 = 584.51 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Para M1, con $M_d = 694.14 \text{ KN}\cdot\text{m}$; $A_s = 30.6 \text{ cm}^2$; $(30.6 - 15.6 = 15 \text{ cm}^2)$

Momento M2.

a) Considerando la sobrecarga y sin tener en cuenta el sismo.

$$M_{\text{tierras}} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{3}{4} \cdot 7.00 \right)^2 \cdot 20 \cdot 0.33333 \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot \frac{3}{4} \cdot 7.00 \right) = 160.62 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{SCU}} = 10 \cdot \left(\frac{3}{4} \cdot 7.00 \right) \cdot 0.33333 \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{3}{4} \cdot 7.00 \right) = 45.94 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_d = 1.5 \cdot (M_{\text{tierras}} + M_{\text{sismo}}) = 240.93 + 68.91 = 309.84 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

b) Considerando el sismo y sin tener en cuenta la sobrecarga.

$$M_{\text{tierras}} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{3}{4} \cdot 7.00 \right)^2 \cdot 20 \cdot 0.33333 \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot \frac{3}{4} \cdot 7.00 \right) = 160.62 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{sismo}} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{3}{4} \cdot 7.00 \right)^2 \cdot (0.408 - 0.33333) \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{3}{4} \cdot 7.00 \right) = 3.617 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_d = 1.5 \cdot (M_{\text{tierras}} + M_{\text{sismo}}) = 240.93 + 5.425 = 245.35 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Para M2, con $M_d = 309.84 \text{ KN}\cdot\text{m}$; $A_s = 15.60 \text{ cm}^2$

Armadura vertical del trasdós (traccionada).

Para optimizar la cantidad de armadura dispuesta, se dispondrán dos tipos de armadura. Por un lado, la armadura básica, obtenida del Momento 2 y dispuesta en toda la altura de muro. Por otro lado, y como refuerzo de la anterior, se obtiene la armadura para el Momento 1 y se dispone convenientemente anclada.

De este modo, y mediante el uso de la tabla programada en excel, se calcula la armadura necesaria para resistir este momento de cálculo, que tiene como resultado:

La armadura básica necesaria (con M2) estará formada por $\phi 20/20$ ($A_s = 15.71 \text{ cm}^2$)

La armadura de refuerzo (con M1) estará formada por $\phi 20/20$ ($A_s = 15.71 \text{ cm}^2$)

Armadura vertical del intradós (comprimida).

Según la norma, la armadura vertical del intradós tendrá un valor de un 30% de la armadura dispuesta en el trasdós. De este modo:

$$30\% (15.71+15.71) = 9.42 \text{ cm}^2 \text{ en el intradós}$$

La armadura básica necesaria estará formada por **Φ16/20** ($A_s = 10.05 \text{ cm}^2$)

Armadura de reparto.

Según la norma EHE-08, la cuantía mínima geométrica de armadura horizontal para muros debe ser de un 3.2% de la sección total de hormigón repartida en ambas caras. Como en este caso se trata de muros vistos por una sola cara, la distribución de esta cuantía para controlar la fisuración por efectos de retracción se hará de 1/3 en la cara no vista y 2/3 en la cara vista. Además se considerará 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, tal y como especifica la norma para el caso de muros con espesores superiores o iguales a 50 cm.

De igual modo, se consideraran los mínimos mecánicos, adoptando finalmente aquella cuantía que resulte más restrictiva.

Así, se dispondrá como armadura de reparto en el trasdós **Φ16/20** cm y como armadura de reparto en el intradós **Φ20/20** cm.

Mínimos geométricos.

-Mínimos geométricos armadura de reparto (Art. 42.3.5 EHE):

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

$$\frac{A_s}{\text{trasdós}} = \frac{1}{3} \cdot 16 = 5.33 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_s}{\text{intradós}} = \frac{2}{3} \cdot 16 = 10.67 \text{ cm}^2$$

-Mínimos geométricos armadura longitudinal principal (Art. 42.3.5 EHE)

Mínimos geométricos en el trasdós:

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

Mínimos geométricos en el intradós:

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

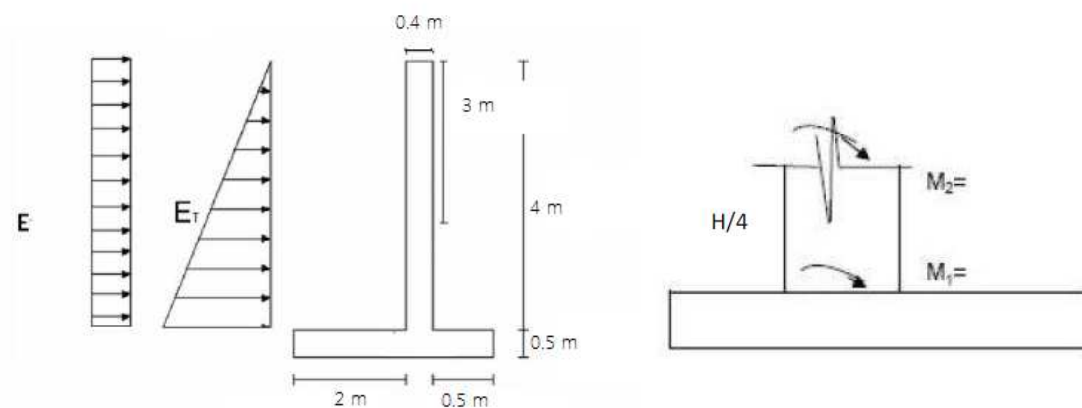
-Mínimos mecánicos armadura longitudinal principal.

Armadura en el trasdós

$$A_s \geq 0.04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04 \cdot (100 \cdot 70) \cdot \left(\frac{\frac{25}{1.5}}{\frac{500}{1.15}} \right) = 10.7 \text{ cm}^2$$

5.1.1.2. Armado de la sección Tipo II

Se tendrá en cuenta para el armado a flexión, el momento en el empotramiento del alzado, así como el momento a una distancia de H/3 del empotramiento. Para mayorar las cargas, se adopta un coeficiente de seguridad $\gamma = 1.5$.



Momento 1.

a) Sin sismo:

$$M_{\text{tierras}} = \frac{1}{2} \cdot 4.00^2 \cdot 20 \cdot 0.33333 \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot 4.00 \right) = 71.11 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_d = 1.5 \cdot M_{\text{tierras}} = 106.66 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

b) Con sismo:

$$M_{\text{tierras}} = \frac{1}{2} \cdot 4.00^2 \cdot 20 \cdot 0.33333 \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot 4.00 \right) = 71.11 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{sismo}} = \frac{1}{2} \cdot 4.00^2 \cdot (0.408 - 0.33333) \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot 4.00 \right) = 1.6 \text{ KN} \cdot \text{m}$$



$$M_d = 1.5 \cdot (M_{\text{tierras}} + M_{\text{sismo}}) = 106.66 + 2.4 = 109.06 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Para M1, con $M_d = 109.06 \text{ KN}\cdot\text{m}$; $A_s = 8.58 \text{ cm}^2$; $(8.58 - 6.9 = 1.68 \text{ cm}^2)$

Momento 2.

a) Sin sismo:

$$M_{\text{tierras}} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{3}{4} \cdot 4\right)^2 \cdot 20 \cdot 0.33333 \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot \frac{3}{4} \cdot 4\right) = 30 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_d = 1.5 \cdot M_{\text{tierras}} = 45 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

b) Con sismo:

$$M_{\text{tierras}} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{3}{4} \cdot 4\right)^2 \cdot 20 \cdot 0.33333 \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot \frac{3}{4} \cdot 4\right) = 30 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{sismo}} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{3}{4} \cdot 4\right)^2 \cdot 20 \cdot (0.408 - 0.33333) \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{3}{4} \cdot 4\right) = 13.5 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_d = 1.5 \cdot (M_{\text{tierras}} + M_{\text{sismo}}) = 45 + 20.25 = 65.25 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Para M2, con $M_d = 62.25 \text{ KN}\cdot\text{m}$; $A_s = 6.9 \text{ cm}^2$

Armadura vertical del trasdós (traccionada).

Para optimizar la cantidad de armadura dispuesta, se dispondrán dos tipos de armadura. Por un lado, la armadura básica, obtenida del Momento 2 y dispuesta en toda la altura de muro. Por otro lado, y como refuerzo de la anterior, se obtiene la armadura para el Momento 1 y se dispone convenientemente anclada.

De este modo, y mediante el uso de la tabla programada en excel, se calcula la armadura necesaria para resistir este momento de cálculo, que tiene como resultado:

La armadura básica necesaria (con M2) estará formada por **ϕ16/25** ($A_s = 8.04 \text{ cm}^2$)

La armadura de refuerzo (con M1) estará formada por **ϕ16/25** ($A_s = 8.04 \text{ cm}^2$) Por buena práctica.

Armadura vertical del intradós (comprimida).

Según la norma, la armadura vertical del intradós tendrá un valor de un 30% de la armadura dispuesta en el trasdós. De este modo:

$$30\% \cdot 8.04 = 2.41 \text{ cm}^2$$

La armadura básica necesaria estará formada por **φ16/25** ($A_s = 8.04 \text{ cm}^2$) Por buena práctica.

Armadura de reparto.

De igual forma al apartado anterior:

Se dispondrá como armadura de reparto en el trasdós **φ12/20** cm ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2$; Armado por mínimos geométricos) y como armadura de reparto en el intradós **φ20/20** cm ($A_s = 15.70 \text{ cm}^2$; Armado por mínimos geométricos).

Mínimos geométricos.

-Mínimos geométricos armadura de reparto (Art. 42.3.5 EHE):

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

$$\frac{A_s}{\text{trasdós}} = \frac{1}{3} \cdot 16 = 5.33 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_s}{\text{intradós}} = \frac{2}{3} \cdot 16 = 10.67 \text{ cm}^2$$

-Mínimos geométricos armadura longitudinal principal (Art. 42.3.5 EHE)

Mínimos geométricos en el trasdós:

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

Mínimos geométricos en el intradós:

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

-Mínimos mecánicos armadura longitudinal principal.

Armadura en el trasdós

$$A_s \geq 0.04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04 \cdot (100 \cdot 50) \cdot \left(\frac{\frac{25}{1} \cdot 5}{\frac{500}{1} \cdot 15} \right) = 10 \text{ cm}^2$$

5.1.1.3. Armado de la zapata en sección Tipo I

La armadura correspondiente a la losa de esta sección se calcula de acuerdo a la situación más desfavorable, es decir, en la que actúan conjuntamente la acción del peso de las tierras y el de la sobrecarga.

Se calculan los momentos en el Punto 1 y Punto 2, es decir, a $0.15 \cdot h$.

Armadura a flexión (superior e inferior).

Se dispondrá una cuantía geométrica longitudinal suficiente como para evitar la necesidad de armar a cortante esta parte de la aleta.

-Armado superior de flexión.

$$M_{p1} =$$

$$122.5 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{2.5}{2} + 0.15 \cdot 0.7 \right) - 209.77 \cdot \left(2.772 - 1 - 0.7 + 0.15 \cdot 0.7 \right) \cdot \left(\frac{2.772 - 1 - 0.7 + 0.15 \cdot 0.7}{2} \right) = 269.67$$

$$M_{d1} = 1.5 \cdot 269.67 = 404.5 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

-Armadura inferior de flexión.

$$M_{p2} = 209.77 \cdot (1 + 0.7 \cdot 0.15) \cdot \left(\frac{1 + 0.15 \cdot 0.7}{2} \right) = 128 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{d2} = 1.5 \cdot 128 = 192 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Por tanto:

Para el armado superior a flexión (Punto 1) se dispondrán $\phi 25/25$ ($A_s = 19.63 \text{ cm}^2$)

Para el armado inferior a flexión (Punto 2) se dispondrán $\phi 20/25$ ($A_s = 12.57 \text{ cm}^2$)

Cálculo de la armadura de reparto.

La norma establece disponer dicha armadura calculada para resistir un momento igual al 25 % del momento principal (Art. 55.1) Con tal de no realizar más cálculos de los necesarios, es decir calcular la armadura necesaria para dicho momento, se asume una disposición en la dirección perpendicular a la sección representativa de la zapata igual a un 25% de la armadura diseñada para resistir la flexión y dispuesta en cada una de las dos alturas de la otra dirección. Por tanto:

Se dispondrá como armadura de reparto en la cara inferior de $\phi 12/20$ cm ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2$)
y como armadura de reparto en la cara superior de $\phi 12/25$ cm ($A_s = 4.52 \text{ cm}^2$)

Mínimos geométricos y mecánicos

-Mínimos geométricos (Art. 42.3.5 EHE)

Cuantía mínima de la armadura longitudinal y transversal, referida a la sección total de hormigón y repartida en las dos caras. Se comprueba que los mínimos geométricos no son más restrictivos.

Estos, al igual que en el armado longitudinal principal, son para losas, un 1.8‰ de la sección de hormigón, repartido en las dos caras, pero como especifica la EHE-08, por tratarse de losas de cimentación se adoptara la mitad de este valor. Así:

$$A_s \geq \left(\frac{0.9}{1000} \right) \cdot A_c = \frac{0.9}{1000} \cdot (100 \cdot 80) = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_s}{\text{cara}} = \frac{7.2}{2} = 3.6 \text{ cm}^2$$

-Mínimos mecánicos (Art. 42.3.2 EHE).

$$A_s \geq 0.04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04 \cdot \left(\frac{\frac{25}{1.5}}{\frac{500}{1.15}} \right) \cdot (100 \cdot 80) = 12.26 \text{ cm}^2$$

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.

5.1.1.4. Armado de la zapata en sección Tipo II

En este apartado se procederá de la misma forma que en el apartado anterior, con la única diferencia de que para calcular el armado de la zapata de este tramo de la aleta no se considerará en los cálculos la acción de la sobrecarga.

Se calculan los momentos en el Punto 1 y Punto 2, es decir, a $0.15 \cdot h$.

Armadura a flexión (superior e inferior).

Se dispondrá una cuantía geométrica longitudinal suficiente como para evitar la necesidad de armar a cortante esta parte de la aleta.

-Armado superior de flexión.

$$M_{p1} =$$

$$40 \cdot 2 \cdot \left(\frac{2}{2} + 0.15 \cdot 0.4 \right) - 91.5 \cdot (2.582 - 0.5 - 0.4 + 0.15 \cdot 0.4) \cdot \left(\frac{2.582 - 0.5 - 0.4 + 0.15 \cdot 0.4}{2} \right) = -54 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{d1} = 1.5 \cdot (-54) = -81 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

-Armadura inferior de flexión.

$$M_{p2} = 91.5 \cdot (0.5 + 0.15 \cdot 0.4) \cdot \left(\frac{0.5 + 0.15 \cdot 0.4}{2} \right) = 14.34 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{d2} = 1.5 \cdot 14.34 = 21.51 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Por tanto:

Para el armado superior a flexión (Punto 1) se dispondrán **ϕ16/20** cm ($A_s = 10.05 \text{ cm}^2$)

Para el armado inferior a flexión (Punto 2) se dispondrán **ϕ16/25** cm ($A_s = 8.04 \text{ cm}^2$)

Cálculo de la armadura de reparto.

La norma establece disponer dicha armadura calculada para resistir un momento igual al 25 % del momento principal (Art. 55.1) Con tal de no realizar más cálculos de los necesarios, es decir calcular la armadura necesaria para dicho momento, se asume una disposición en la dirección perpendicular a la sección representativa de la zapata igual a un 25% de la armadura diseñada para resistir la flexión y dispuesta en cada una de las dos alturas de la otra dirección. Por tanto:

Se dispondrá como armadura de reparto en la cara inferior de **ϕ12/20** cm ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2$)
y como armadura de reparto en la cara superior de **ϕ12/20** cm ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2$)

Mínimos geométricos y mecánicos

-Mínimos geométricos (Art. 42.3.5 EHE)

Cuantía mínima de la armadura longitudinal y transversal, referida a la sección total de hormigón y repartida en las dos caras. Se comprueba que los mínimos geométricos no son más restrictivos.

Estos, al igual que en el armado longitudinal principal, son para losas, un 1.8‰ de la sección de hormigón, repartido en las dos caras, pero como especifica la EHE-08, por tratarse de losas de cimentación se adoptara la mitad de este valor. Así:

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

$$\frac{A_s}{\text{cara}} = \frac{4.5}{2} = 2.25 \text{ cm}^2$$

-Mínimos mecánicos (Art. 42.3.2 EHE).

$$A_s \geq 0.04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04 \cdot \left(\frac{25}{1.5} \cdot \frac{1.5}{500} \right) \cdot (100 \cdot 50) = 7.67 \text{ cm}^2$$

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.

5.1.1.5. Longitud de las armaduras y longitudes de anclaje (Art. 69.5)

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:

$$L_{b, \text{neta}} = L_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s, \text{real}}}$$

Donde:

L_b se define como:

-Para barras en posición I (adherencia buena):

$$L_{bI} = m \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi$$

-Para barras en posición II:

$$L_{bII} = 1.4 \cdot m \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{y, k}}{14} \cdot \phi$$

Donde:

m Coeficiente numérico en función del tipo de acero (Art. 69.5.1.2). En este caso su valor es 1.5.

β Factor de reducción (Art. 69.5.1.2)

A_s 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)
Zapata sección Tipo I					
Superior de flexión	Recto	II	25	131.25	126
Inferior de flexión	Recto	I	20	60	57.6
Muro sección Tipo I					
Básica trasdós	Recto	I	20	60	59.57
Refuerzo trasdós	Recto	I	20	60	57.24
Básica intradós	Recto	I	16	40	37.48
Zapata sección Tipo II					
Superior de flexión	Recto	II	16	53.76	51.6
Inferior de flexión	Recto	I	16	40	38.4
Muro sección Tipo II					
Básica trasdós	Recto	I	16	40	34.3
Refuerzo trasdós	Recto	I	16	40	34.3
Básica intradós	Recto	I	16	40	34.3

De este modo se procede a calcular la longitud de las barras a disponer para el armado. Estas longitudes se descomponen en la suma de la longitud de la barra hasta su prolongación más las longitudes de anclaje ya calculadas, más la magnitud de decalaje de la ley de momentos para soportar el incremento de tracción debido al esfuerzo cortante, adoptando así una longitud de un canto útil "d" para quedar del lado de la seguridad.

Además se resolverán las longitudes de las armaduras de espera en la unión entre alzados y zapatas.

-Sección Tipo I

Muro.

· Armado de flexión trasdós.

Armadura base:

$$\text{Longitud}=(h-rn)+l_b,n=(7.00-0.03)+0.59=7.56 \text{ m}$$



Armadura de refuerzo:

$$\text{Longitud}=(h/4)+l_b,n+d=(7.00/4)+0.57+0.65=2.97 \text{ m}$$

· Armado flexión intradós.

Armadura base:

$$\text{Longitud}=(h-r_n)+l_b,n=(7.00-2 \cdot 0.03)+0.37=7.31 \text{ m}$$

Zapata.

· Armado de flexión superior.

Armadura base:

$$\text{Longitud}=(B-2 \cdot r_n)+2 \cdot l_b,n=(4.2-2 \cdot 0.03)+2 \cdot 1.26=6.66 \text{ m}$$

· Armado flexión inferior.

Armadura base:

$$\text{Longitud}=(B-2 \cdot r_n)+2 \cdot l_b,n=(4.2-2 \cdot 0.03)+2 \cdot 0.57=5.28 \text{ m}$$

Esperas unión zapata-muro.

· Armado de flexión trasdós.

Esperas referidas a la armadura base:

$$\text{Longitud}=(c-r_n-\Phi 20-\Phi 16)+l_b,n+l_s=(0.8-0.03-0.020-0.016)+0.59+2 \cdot 0.59=2.5 \text{ m}$$

Esperas referidas a la armadura de refuerzo:

$$\text{Longitud}=(c-r_n-\Phi 16-\Phi 16)+l_b,n+l_s=(0.8-0.03-0.016-0.016)+0.37+2 \cdot 0.37=1.8 \text{ m}$$

· Armado de flexión intradós.

Esperas referidas a la armadura base:

$$\text{Longitud}=(c-r_n-\Phi 16-\Phi 16)+l_b,n+l_s=(0.9-0.03-0.016-0.016)+0.32+2 \cdot 0.37=1.7 \text{ m}$$

-Sección Tipo II

Muro.

- Armado de flexión trasdós.

Armadura base:

$$\text{Longitud}=(h-r_n)+l_{b,n}=(4.00-0.03)+0.34= 4.31 \text{ m}$$

Armadura de refuerzo:

$$\text{Longitud}=(h/4)+l_{b,n+d}=(4.00/4)+0.34+0.35=1.69 \text{ m}$$

- Armado flexión intradós.

Armadura base:

$$\text{Longitud}=(h-r_n)+l_{b,n}=(4-0.03)+0.34= 4.31 \text{ m}$$

Zapata.

- Armado de flexión superior.

Armadura base:

$$\text{Longitud}=(B-2 \cdot r_n)+2 \cdot l_{b,n}=(2.9-2 \cdot 0.03)+2 \cdot 0.51= 3.86 \text{ m}$$

- Armado flexión inferior.

Armadura base:

$$\text{Longitud}=(B-2 \cdot r_n)+2 \cdot l_{b,n}=(2.9-2 \cdot 0.03)+2 \cdot 0.38= 3.6 \text{ m}$$

Esperas unión zapata-muro.

- Armado de flexión trasdós.

Esperas referidas a la armadura base:

$$\text{Longitud}=(c-r_n-\Phi_{16}-\Phi_{16})+l_{b,n}+l_s=(0.5-0.03-0.016-0.016)+0.34+2 \cdot 0.34=1.46 \text{ m}$$

Esperas referidas a la armadura de refuerzo:

$$\text{Longitud}=(c-r_n-\Phi_{16}-\Phi_{16})+l_{b,n}+l_s=(0.5-0.03-0.016-0.016)+0.34+2 \cdot 0.34=1.46 \text{ m}$$

- Armado de flexión intradós.

Esperas referidas a la armadura base:

$$\text{Longitud} = (c - r_n - \Phi 16 - \Phi 16) + l_b + n + l_s = (0.5 - 0.03 - 0.016 - 0.016) + 0.34 + 2 \cdot 0.34 = 1.46 \text{ m}$$

5.2.1. E.L.U. de cortante (Art. 44, EHE-08).

Se va a realizar la comprobación de estado límite último de cortante en las secciones:

- La sección que se encuentra a una "d" de la base del muro, es decir, a un canto útil.
- La sección que se encuentra a una distancia "d" de la intersección con el plano del intradós del muro, es decir en el Punto 1
- La sección que se encuentra a una distancia "d" de la intersección con el plano del trasdós del muro, es decir en el Punto 2.

De este modo se comprobará que no es necesario disponer armadura de cortante en las aletas.

5.2.1.1. Sección Tipo I

-Alzado.

Se obtiene el cortante a una distancia de un canto útil de la base del muro y se comprueba que la resistencia por tracción en el alma es mayor al esfuerzo cortante de cálculo obtenido, es decir, $V_d < V_{u2}$. Por tanto:

$$V = \frac{1}{2} \cdot (7.00 - 0.65)^2 \cdot 20 \cdot 0.33333 + (7.00 - 0.65) \cdot 10 \cdot 0.33333 = 155.57 \text{ KN}$$

$$V_d = 1.5 \cdot 155.57 = 233.35 \text{ KN}$$

Como $V_d < V_{u2}$, no es necesaria la armadura de cortante.

-Zapata.

$$V = 122.5 \cdot (2.5 - 0.65) - 209.77 \cdot (2.772 - 1 - 0.7 - 0.65) = 138.1 \text{ KN}$$

$$V = 209.77 \cdot (1 - 0.65) = 73.4 \text{ KN}$$

$$V_d = 1.5 \cdot 138.1 = 207.15 \text{ KN}$$

Como $V_d < V_{u2}$, no es necesaria la armadura de cortante.

5.2.1.2. Sección Tipo II

-Alzado.

Se obtiene el cortante a una distancia de un canto útil de la base del muro y se comprueba que la resistencia por tracción en el alma es mayor al esfuerzo cortante de cálculo obtenido, es decir, $V_d < V_{u2}$. Por tanto:

$$V = \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{3}{4} \cdot (4 - 0.35) \right]^2 \cdot 20 \cdot 0.33333 = 25 \text{ KN}$$

$$V_d = 1.5 \cdot 25 = 37.5 \text{ KN}$$

Como $V_d < V_{u2}$, no es necesaria la armadura de cortante.

-Zapata.

$$V = 40 \cdot (2 - 0.35) - 91.5 \cdot (2.582 - 0.5 - 0.5 - 0.35) = -46.5 \text{ KN}$$

$$V = 91.5 \cdot (0.5 - 0.35) = 13.68 \text{ KN}$$

$$V_d = 20.52 \text{ KN}$$

Como $V_d < V_{u2}$, no es necesaria la armadura de cortante.

5.2.3. E.L.U. de fisuración.

Para verificar este Estado Limite de Servicio será necesario comprobar que la abertura característica de fisura W_k , es decir el valor de distancia entre las caras de las grietas sea inferior a la abertura máxima de fisura W_{max} , correspondiente al ambiente Ila de exposición general del hormigón, con valor de 0.3 mm.

-Sección Tipo I.

Partiendo de los siguientes datos:

$$c = 30 \text{ mm}$$

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

$$A_s = 5 \cdot \frac{\pi \cdot 20^2}{4} + 5 \cdot \frac{\pi \cdot 20^2}{4} = 31.41 \text{ cm}^2$$

$$K_1 = 0.125$$

$$s = 20 \text{ cm}$$

$$K_2 = 0.5$$

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

Separación media entre fisuras:

$$S_m = \frac{2 \cdot 3 + 0.2 \cdot 20 + 0.4 \cdot 0.125 \cdot 2 \cdot \frac{2000}{31.41}}{1} = 16.36 \text{ cm}$$

Tensiones de la armadura traccionada:

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0.8 \cdot d \cdot A_s} = \frac{329}{0.8 \cdot 0.65 \cdot (31.41 \cdot 10^{-4})} = 153 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{fis}}{0.8 \cdot d \cdot A_s} = \frac{346}{0.8 \cdot 0.65 \cdot (31.41 \cdot 10^{-4})} = 161 \text{ MPa}$$

Por tanto se obtiene:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{153}{200000} \cdot \left[1 - 0.5 \cdot \left(\frac{161}{153} \right)^2 \right] = 3.41 \cdot 10^{-4} > 0.4 \cdot \frac{153}{200000}$$

La abertura de fisura será pues:

$$W_k = 1.7 \cdot 163.6 \cdot 3.41 \cdot 10^{-4} = 0.09 \text{ mm}$$

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

-Sección Tipo II.

Partiendo de los siguientes datos:

$$c = 30 \text{ mm}$$

$$A_{c, \text{eficaz}} = b \cdot \frac{h}{4} = 100 \cdot \frac{50}{4} = 1250 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5 \cdot \frac{\pi \cdot 20^2}{4} + 5 \cdot \frac{\pi \cdot 20^2}{4} = 31.41 \text{ cm}^2$$

$$K_1 = 0.125$$

$$s = 20 \text{ cm}$$

$$K_2 = 0.5$$

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

Separación media entre fisuras:

$$S_m = \frac{2 \cdot 3 + 0.2 \cdot 20 + 0.4 \cdot 0.125 \cdot 2 \cdot \frac{1250}{31.41}}{1} = 13.97 \text{ cm}$$

Tensiones de la armadura traccionada:

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0.8 \cdot d \cdot A_s} = \frac{100}{0.8 \cdot 0.45 \cdot (31.41 \cdot 10^{-4})} = 75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ft}}{0.8 \cdot d \cdot A_s} = \frac{150}{0.8 \cdot 0.45 \cdot (31.41 \cdot 10^{-4})} = 110 \text{ MPa}$$

Por tanto se obtiene:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{75}{200000} \cdot \left[1 - 0.5 \cdot \left(\frac{110}{75} \right)^2 \right] = -5.7 \cdot 10^{-5} < 0.4 \cdot \frac{75}{200000}$$

La abertura de fisura será pues:

$$w_k = 1.7 \cdot 139.7 \cdot 1.46 \cdot 10^{-4} = 0.03 \text{ mm}$$

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

CÁLCULO DE LA LOSA DE TRANSICIÓN.

Según la "Nota de servicio sobre Losas de transición en obras de paso" de la Dirección General de Carreteras, debido a la dificultad para compactar perfectamente los terraplenes de acceso a una obra de paso, se generan asientos diferenciales entre esta y los primeros. Para subsanar este efecto, suelen disponerse losas de transición que suavicen la discontinuidad resultante.

En este caso, al ubicarse el paso inferior bajo una autovía, no se puede prescindir de esta.

La longitud de una losa de transición no puede ser menor de 3 m, porque se anularía su efecto beneficioso, ni mayor de 5 m, porque perjudicaría la interacción con el terraplén.

De esta forma, la losa proyectada tendrá 5 m de longitud, 30 cm de canto y su ancho abarcará los cuatro carriles totales de la autovía.

Los materiales empleados para la ejecución de las losas son:

-Hormigón HA-25/B/20/Ila

-Acero B500S

El armado de la losa será:

Armado de la losa	
Armado longitudinal, cara inferior	Φ16/25 cm
Armado longitudinal, cara superior	Φ12/25 cm
Armado transversal, cara inferior	Φ8/25 cm
Armado transversal, cara superior	Φ8/25 cm



La losa apoyara sobre una ménsula situada a lo largo de todo el hastial que en sección transversal resultara ser un dado de 30 x 30 cm. La unión entre este y la losa se establecerá mediante una rotula plástica, obtenida dejando en el hormigón un estrangulamiento central de 8cm de anchura, cosido con pasadores $\phi 20/100$ cm.