



DOCUMENTO N°2.1

ANEJO DE CÁLCULO

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	4
2. CÁLCULO DE ACCIONES.....	4
2.1. DATOS DE PARTIDA	4
2.2. PESO PROPIO	5
2.3. EMPUJE DE ARQUÍMEDES	5
2.4. EMPUJE HIDROSTÁTICO	6
2.5. PESO DEL AGUA	7
2.6. PESO DE LAS TIERRAS	9
2.7. ACCIONES VERTICALES DEBIDAS A LAS TIERRAS DEL MATERIAL ENSILADO	9
2.8. ACCIONES DEBIDAS AL EMPUJE DE TIERRAS EN TRASDÓS DE MURO	10
2.9. SOBRECARGA DE USO Y EXPLOTACIÓN	11
3. CÁLCULO SECCIONAL.....	11
3.1. DATOS DE PARTIDA	11
3.2. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS	12
3.2.1. Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales	12
3.2.2. Estado límite de agotamiento frente a cortante	16
3.3. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO	16
3.3.1. Estado límite de fisuración	16
3.4. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS. HORMIGÓN CON FIBRAS	17
3.4.1. Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales	17
3.4.2. Estado límite de agotamiento frente a cortante	18

1. INTRODUCCIÓN

En el presente anejo se va a exponer el procedimiento de los diferentes cálculos realizados para la consecución de los objetivos del trabajo fin de grado que se está llevando a cabo.

Se van a mostrar los diversos cálculos realizados no explicitados directamente en el documento Memoria, de manera que en ella solo se han mostrado los resultados finales y que tienen mayor importancia respecto a los cálculos intermedios que se van a exponer en el presente anejo de cálculo.

2. CÁLCULO DE ACCIONES

En primer lugar, se va a abordar el problema de la determinación de los esfuerzos de cálculo que solicitan la solera, base para el posterior análisis estructural y para el cálculo y diseño del armado de la solera.

Se van a abordar las distintas acciones, de modo que en cada una de ellas se va a realizar una distinción según la fase de ejecución de la obra, así pues, habrá acciones que por su naturaleza se mantienen constantes durante todo el proceso constructivo y otras que varían en función de otros valores dinámicos, como el calado.

2.1. Datos de partida

Como datos de partida para el cálculo de acciones, se tienen en primer lugar las características geométricas de la estructura:

- ◆ Eslora: 44,975 m
- ◆ Manga: 26,100 m
- ◆ Puntal: 20,000 m
- ◆ Espesor de la solera: 0,800 m
- ◆ Vuelo de las zapatas: 1,000 m
- ◆ Alto zapatas: 0,800 m

Por lo que respecta, específicamente, a las celdas del cajón, estas son de planta rectangular con chaflanes en las esquinas, y sus características geométricas son las siguientes:

- ◆ Celdas esquina ($n = 4$); Área $A = 12,859 \text{ m}^2$; Perímetro $u = 13,679 \text{ m}$.
- ◆ Celdas laterales ($n = 26$); Área $A = 12,953 \text{ m}^2$; Perímetro $u = 13,825 \text{ m}$.
- ◆ Celdas centrales ($n = 36$); Área $A = 13,016 \text{ m}^2$; Perímetro $u = 13,914 \text{ m}$.

Respecto a los valores de los materiales, siguiendo lo prescrito en el Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias, se ha tomado:

- ◆ Peso específico del hormigón: $\gamma_H = 25 \text{ kN/m}^3$
- ◆ Peso específico del agua de mar: $\gamma_{H_2O} = 10,1 \text{ kN/m}^3$
- ◆ Peso específico sumergido relleno: $\gamma_{\text{sum}} = 10 \text{ kN/m}^3$
- ◆ Peso específico seco relleno: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- ◆ Ángulo rozamiento interno relleno: $\phi = 30^\circ$

2.2. Peso propio

Por la propia naturaleza de la acción del peso propio, esta permanece constante. La acción, calculada como el producto de volumen de hormigón (m^3) por el peso específico de este, se divide en:

- ♦ Peso propio de la base (solera y zapatas)

$$P_{oc} = 2,35 \times 10^{+04} \text{ kN} \rightarrow \sigma_{oc} = 20,00 \text{ kN/m}^2$$

- ♦ Peso propio de las paredes

$$P_{op} = 9,47 \times 10^{+04} \text{ kN}$$

En suma:

$$P_o = P_{oc} + P_{op} = 1,18 \times 10^{+05} \text{ kN} \rightarrow \sigma_o = 100,67 \text{ kN/m}^2$$

Dado que la acción se reparte uniformemente en la estructura, la tensión se ha calculado dividiendo el peso en kN entre el área total de la solera:

$$A_{solera} = 44,975 * 26,100 \text{ m}^2$$

2.3. Empuje de Arquímedes

El empuje ascensional del agua se calcula como el producto del volumen de cuerpo sumergido (m^3) por el peso específico del agua desplazada, de modo que este varía en función del calado del cajón, variable a su vez en función de la fase de construcción del muelle de cajones.

Fase de flotación

Como simplificación, según lo razonado en el apartado 5.6.1 del documento memoria, el calado del cajón en flotación es de 13,296 m. Así pues:

$$V_{sum} = 1,45 \times 10^{+04} \text{ m}^3 \rightarrow P_a = 1,46 \times 10^{+05} \text{ kN} \rightarrow \sigma_a = 124,62 \text{ kN/m}^2$$

Fase de fondeo

Puesto que esta fase no conduce a un estado crítico en la zona de la solera del cajón, se han omitido los cálculos relativos a esta etapa.

Fase de relleno

En fase de relleno se admite que se realiza la operación con el nivel medio del mar, de manera que el calado del cajón es de 18,00 m. Así pues:

$$V_{sum} = 1,96 \times 10^{+04} \text{ m}^3 \rightarrow P_a = 1,98 \times 10^{+05} \text{ kN} \rightarrow \sigma_a = 168,49 \text{ kN/m}^2$$

Fase de Muelle en servicio

En esta fase, tal y como dicta el manual, se toma como nivel de agua el lado mar el correspondiente al nivel medio menos 0,8 m, de tal forma que el calado en fase de servicio es de 17,20 m. De tal forma que:

$$V_{sum} = 1,87 \times 10^{04} \text{ m}^3 \rightarrow P_a = 1,89 \times 10^{05} \text{ kN} \rightarrow \sigma_a = 161,03 \text{ kN/m}^2$$

Al igual que con la acción del peso propio, esta se reparte uniformemente en la estructura, así la tensión se ha calculado dividiendo el peso en kN entre el área total de la solera:

$$A_{solera} = 44,975 \times 26,100 \text{ m}^2$$

2.4. Empuje hidrostático

El empuje hidrostático del agua es una acción que se compensa en todo momento, excepto en la fase de servicio en la que existe un desnivel de agua entre el trasdós y el intradós de forma que inducirá tensiones en la solera. Así pues, solo se ha analizado esta acción en fase de servicio y según se muestra a continuación, en la figura A2.1.4.1.

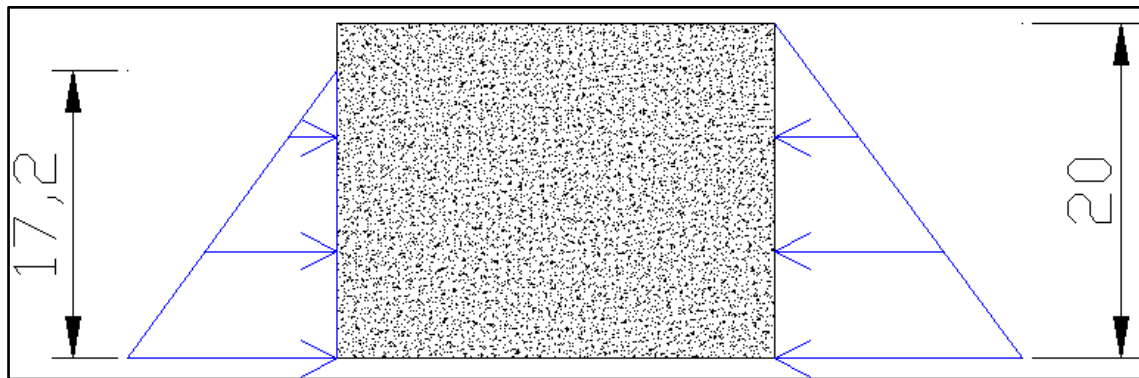


Figura A2.1.4.1. Empujes de agua sobre el cajón en fase de servicio
(Fuente: Elaboración propia)

En primer lugar, el nivel del agua en el lado mar es el prescrito por el Manual, de 17,20 m, y en el lado tierra, conservadoramente se admite que el nivel freático se sitúa en la cota de coronación del cajón. Con estos datos, se ha procedido al cálculo de los empujes, para la posterior determinación del momento que produce la excentricidad de estos empujes respecto al centro de esfuerzos de la solera.

Lado mar

$$E_{mar} (\text{Prisma de presión}) = 1/2 * \text{Base} * \text{Altura} * \text{Profundidad} \\ = 1/2 * (\gamma_{H_2O} * 17,20) * 17,20 * 44,975 = 6,72 \times 10^{04} \text{ kN}$$

$$\text{Excentricidad: } d_{Emar} = \text{Altura}/3 = 17,2/3 = 5,73 \text{ m}$$

$$M_{mar} = d_{Emar} * E_{mar} = 3,85 \times 10^{05} \text{ mkN} \quad \curvearrowright$$

Siguiendo con el cálculo, para la determinación de la tensión que produce este momento actuante se requiere el cálculo de la inercia de la zapata respecto su centro de gravedad G:

$$I_G = 1/12 * 44,975 * 26,100^3 = 6,66 \times 10^{04} m^4$$

Así, la tensión máxima y mínima que se produce en los extremos de la zapata es la siguiente (siendo d la distancia entre el extremo de la zapata y el centro de gravedad de esta):

$$\begin{aligned}\sigma_{Emar}^+ &= (M_{mar} / I_G) * d = 75,44 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{Emar}^- &= (M_{mar} / I_G) * (-d) = -75,44 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

A razón de que el análisis de la solera se ha de realizar para la celda más solicitada, se han calculado las tensiones producidas en el extremo de las celdas del lado mar, siendo:

$$\sigma_{Emar} = -66,19 \text{ kN/m}^2$$

Lado tierra

De la misma forma se ha procedido al cálculo en el lado tierra, pero con una altura de nivel freático de 20,00 m, y al ser el empujo en sentido contrario produce un momento en sentido contrario al del lado mar. Así pues:

$$\begin{aligned}E_{H2OTierra} (\text{Prisma de presión}) &= 1/2 * \text{Base} * \text{Altura} * \text{Profundidad} \\ &= 1/2 * (\gamma_{H2O} * 20,00) * 20,00 * 44,975 = 9,08 \times 10^{04} \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Excentricidad: } d_{EH2OTierra} = \text{Altura}/3 = 20/3 = 6,67 \text{ m}$$

$$M_{H2OTierra} = d_{EH2OTierra} * E_{H2OTierra} = 6,06 \times 10^{05} \text{ mkN} \quad \curvearrowright$$

Así, la tensión máxima y mínima que se produce en los extremos de la zapata es la siguiente (siendo d la distancia entre el extremo de la zapata y el centro de gravedad de esta):

$$\begin{aligned}\sigma_{EH2OTierra}^+ &= 118,61 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{EH2OTierra}^- &= -118,61 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Y al reducir este valor, calculándolo en la vertical del extremo lado mar de las celdas lado mar:

$$\sigma_{Emar} = 104,07 \text{ kN/m}^2$$

En conclusión, ambas tensiones se compensan y el valor tensional que el empuje hidrostático provoca en la celda en la zona de la solera en fase de servicio es:

$$\sigma_{Ea} = 104,07 - 66,19 = 37,88 \text{ kN/m}^2$$

2.5. Peso del agua

El peso del agua se divide a su vez entre el peso del agua contenida en las celdas del cajón P_{ic} y el peso del agua que gravita sobre las zapatas P_{lz} . Calculados como el producto del volumen en metros cúbicos de agua por el peso específico del agua de mar.

Fase de flotación

$$\begin{aligned}V_{agua-zapatas} &= 2 * Vuelo zapatas * Eslora * (Calado - Alto zapatas) \\&= 2 * 1,000 * 44,975 * (13,296 - 0,800) = 1124,02 \text{ m}^3 \\P_{lz} &= 1,14 \times 10^{+04} \text{ kN}\end{aligned}$$

Tal y como se ha especificado en la memoria, se admite que la altura de agua en las celdas es de 2,561 m a en todas las celdas, y de 12,135 m en las dos celdas de esquina del lado mar.

$$\begin{aligned}V_{agua-celdas} &= 2440,46 \text{ m}^3 \\P_{lc} &= 2,46 \times 10^{+04} \text{ kN}\end{aligned}$$

Resultando un peso total de lastre líquido de:

$$P_l = P_{lz} + P_{lc} = 3,60 \times 10^{+04} \text{ kN}$$

Fase de fondeo

Puesto que esta fase no conduce a un estado crítico en la zona de la solera del cajón, se han omitido los cálculos relativos a esta etapa.

Fase de relleno

Tal y como se ha especificado anteriormente, el calado en fase de relleno es de 18,000 metros:

$$\begin{aligned}V_{agua-zapatas} &= 2 * Vuelo zapatas * Eslora * (Calado - Alto zapatas) \\&= 2 * 1,000 * 44,975 * (18,000 - 0,800) = 1547,14 \text{ m}^3 \\P_{lz} &= 1,56 \times 10^{+04} \text{ kN}\end{aligned}$$

Del lado de la seguridad, frente al reflote del cajón, las celdas están rellenas de agua hasta su coronación, y una vez realizado el relleno granular, se ha calculado por una parte el peso del agua y por otro el peso del relleno mediante su peso específico sumergido:

$$\begin{aligned}V_{agua-celdas} &= 16450,37 \text{ m}^3 \\P_{lc} &= 1,66 \times 10^{+05} \text{ kN}\end{aligned}$$

Resultando un peso total de lastre líquido de:

$$P_l = P_{lz} + P_{lc} = 1,82 \times 10^{+05} \text{ kN}$$

Fase de Muelle en servicio

Esta acción también se reparte uniformemente en la solera, de modo que tampoco produce un momento en la solera. Y la tensión producida por el esfuerzo axil es la siguiente:

Tal y como se ha especificado anteriormente, el calado en fase de servicio es de 17,200 metros:

$$\begin{aligned}V_{agua-zapatas} &= 2 * Vuelo zapatas * Eslora * (Calado - Alto zapatas) \\&= 2 * 1,000 * 44,975 * (17,200 - 0,800) = 1475,18 \text{ m}^3 \\P_{lz} &= 1,49 \times 10^{+04} \text{ kN} \rightarrow \sigma_{lz} = 12,69 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Al igual que en fase de relleno, las celdas están rellenas de agua hasta su coronación:

$$\begin{aligned}V_{agua-celdas} &= 16450,37 \text{ m}^3 \\P_{lc} &= 1,66 \times 10^{+05} \text{ kN} \rightarrow \sigma_{lc} = 141,54 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

2.6. Peso de las tierras

La acción correspondiente al peso de las tierras que gravitan sobre la zapata del lado tierra, se ha calculado admitiendo que el material está sumergido hasta el nivel freático situado en coronación del cajón, más 1,50 metros de relleno seco correspondiente a la parte entre la coronación del cajón y la superficie:

$$\begin{aligned}V_{tierra-bajoNF} &= 863,52 \text{ m}^3 \rightarrow P_{tierra-bajoNF} = 8,64 \times 10^{+03} \text{ kN} \\V_{tierra-sobreNF} &= 67,46 \text{ m}^3 \rightarrow P_{tierra-sobreNF} = 1,35 \times 10^{+03} \text{ kN}\end{aligned}$$

En suma, el axil y el momento que produce la acción respecto el centro de gravedad de la zapata son:

$$P_{tierra-bajoNF} + P_{tierra-sobreNF} = P_T = N = 9,98 \times 10^{+03} \text{ kN} \rightarrow M = 1,25 \times 10^{+05} \text{ mkN}$$

Lo que provoca unas tensiones positivas y negativas en la solera de:

$$\begin{aligned}\sigma_{Ladomar} &= 33,05 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{Ladotierra} &= -16,03 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

2.7. Acciones verticales debidas a las tierras del material ensilado

Para el cálculo de las acciones debidas al material de relleno en las celdas, siguiendo lo prescrito en el Manual, se ha realizado teniendo en cuenta el efecto silo, considerando lo que sigue:

- ◆ λ : Coeficiente de empuje horizontal = 0,5
- ◆ γ' : Peso específico sumergido del material de relleno, considerando todo el relleno de la celda sumergido = 10 kN/m³
- ◆ δ : Ángulo de rozamiento terreno-estructura = 0,3 * ϕ = 22,5°.
- ◆ q: Sobrecarga o peso del relleno actuando por encima de las celdas = 0 kN/m² en fase de relleno y 30 kN/m² en servicio.
- ◆ Z: Profundidad = -19,20 m.

Fase de relleno

$$P_{rf} + P_r' = 3,82 \times 10^{+04} \text{ kN} + 7,91 \times 10^{+03} \text{ kN} = 4,61 \times 10^{+04} \text{ kN}$$

Fase de Muelle en servicio

$$P_{rf} + P_r' = 3,85 \times 10^{+04} \text{ kN} + 7,98 \times 10^{+03} \text{ kN} = 4,65 \times 10^{+04} \text{ kN}$$

Al no producir momento, las tensiones producidas en la solera por parte de esta acción son:

$$\begin{aligned}\sigma_{rf} &= 32,84 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{rf+r'} &= 39,64 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

2.8. Acciones debidas al empuje de tierras en trasdós de muro

El diagrama de empuje de tierras en el trasdós del cajón portuario analizado es el ilustrado en la figura A2.1.8.1.

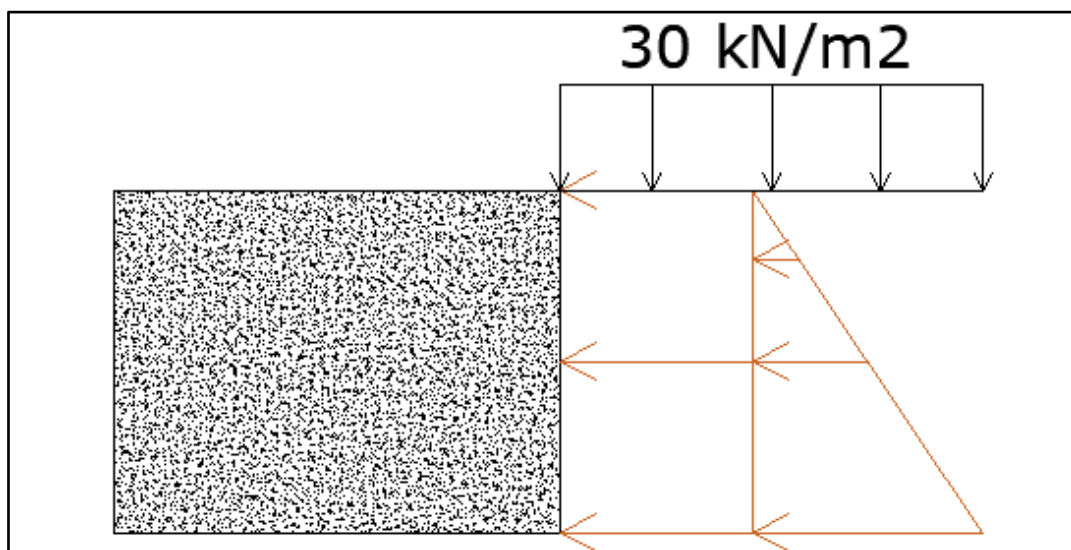


Figura A2.1.8.1. Empujes del terreno sobre el cajón en fase de servicio
(Fuente: Elaboración propia)

$$E_{T, TOTAL} = 2,70 \times 10^{+04} \text{ kN} + 9,00 \times 10^{+04} \text{ kN} = 1,17 \times 10^{+05} \text{ kN}$$

$$M_T = 2,70 \times 10^{+05} \text{ mkN} + 6,00 \times 10^{+05} \text{ mkN} = 1,17 \times 10^{+05} \text{ kN}$$

Lo que provoca una distribución de tensiones en la solera, que en el caso de la celda lado mar, su valor es de:

$$\sigma_T = 149,41 \text{ kN/m}^2$$

Que, multiplicando por el coeficiente de empuje al reposo ($K_0 = 0,5$), queda como valor final:

$$\sigma_T = 74,70 \text{ kN/m}^2$$

2.9. Sobrecarga de uso y explotación

La sobrecarga de uso y explotación admitida de 30 kN/m^2 , actuando según lo prescrito en el documento memoria, produce una carga axil excéntrica, produciendo así un momento de fuerza, ambos con los siguientes valores:

$$\begin{aligned}P_{sc} &= 30 \text{ kN/m}^2 \rightarrow P_{sc} = 1,08 \times 10^{04} \text{ kN} \\d_{sc} &= (26,100/2) - (0,5 \cdot 26,100/3) = 8,70 \text{ m} \\M_{sc} &= 9,43 \times 10^{04} \text{ mkN}\end{aligned}$$

Produciendo así, una distribución de tensiones en la solera con los siguientes valores máximos y mínimos:

$$\begin{aligned}\sigma_{Ladomar} &= 27,70 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{Ladotierra} &= -9,23 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

3. CÁLCULO SECCIONAL

A continuación, se procede a exponer los cálculos realizados para el dimensionamiento/comprobación del armado de la solera frente a sollicitaciones normales, frente a esfuerzo cortante y frente a fisuración en estado límite de servicio, siguiendo en todo momento lo prescrito en el manual referencia.

3.1. Datos de partida

- ♦ Resistencia característica del hormigón: $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
- ♦ Resistencia característica del acero: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Y tras la aplicación de los coeficientes de seguridad de los materiales:

- ♦ Resistencia de cálculo del hormigón: $f_{cd} = 23,33 \text{ MPa}$
- ♦ Resistencia de cálculo del acero: $f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$

Los datos relativos a la dimensión de la sección de hormigón son:

- ♦ Ancho $b = 3,625 \text{ m}$
- ♦ Canto $h = 0,800 \text{ m}$

Y asumiendo que se van a disponer barras $\phi 20$:

- ♦ $d = 0,740 \text{ m}$.
- ♦ $d' = 0,060 \text{ m}$
- ♦ Recubrimiento mecánico $c_{mec} = 0,060 \text{ m}$
- ♦ Recubrimiento geométrico o nominal $c_{nom} = 0,050 \text{ m}$

3.2. Estados límite últimos

3.2.1. Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales

Tal y como ya se ha comentado en la memoria del presente trabajo, se han realizado tanto el método general de dimensionamiento, como el método directo que aparece en el manual, ambos cálculos se exponen a continuación.

El valor de los momentos flectores de diseño, según el punto de la solera, son los siguientes:

- ♦ Momento en centro-luz: $M_{d-centroluz} = -106,82 \text{ mkN}$
- ♦ Momento en el empotramiento: $M_{d-emp} = 255,17 \text{ mkN}$

Método general

Por método general se entiende el basado en el diagrama de interacción axil-flector en el que se realiza un cálculo de armado mínimo necesario para evitar la rotura de la sección en estado límite último (ver Figura A3.2.1.1), puesto que la disposición de armado pasivo en el hormigón produce un aumento del diagrama (ver Figura A3.2.1.2) con el fin de que el esfuerzo último solicitante se sitúe dentro del mismo, en zona de no rotura.

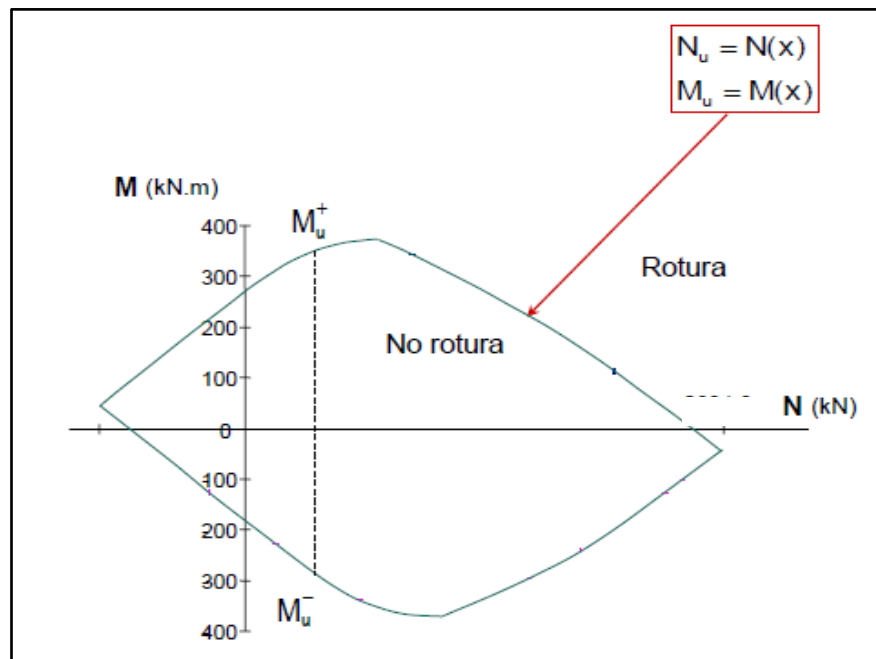


Figura A3.2.1.1. Diagrama interacción axil-flector.
(Fuente: Transparencias asignatura Hormigón estructural 3º GIC.ETSICCP.UPV)

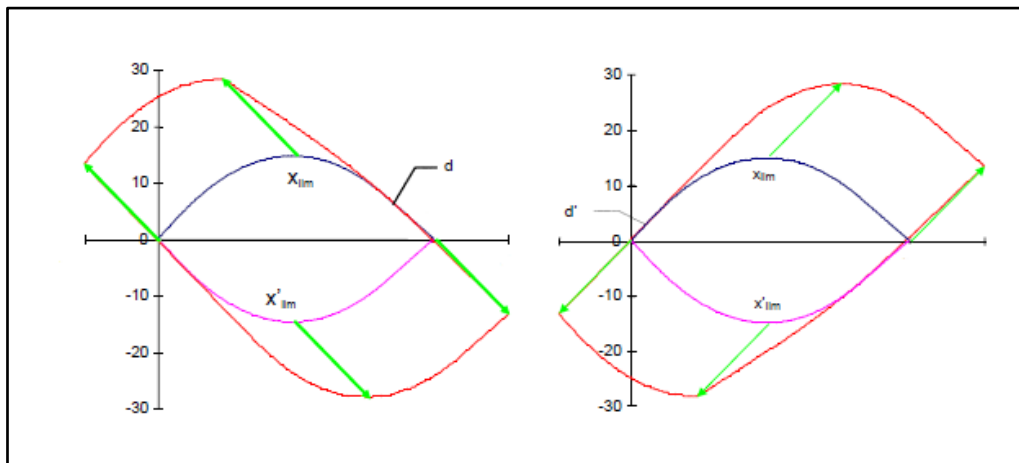


Figura A3.2.1.2. Influencia de las armaduras superior/inferior en el diagrama de interacción.
(Fuente: Transparencias asignatura Hormigón estructural 3º GIC.ETSICCP.UPV)

Dicho diagrama se divide en zonas según el criterio de dimensionamiento a utilizar. Así, dada la ausencia de esfuerzo axial y la magnitud del esfuerzo de flexión, cabría esperar con total seguridad que se aplicará el criterio de la zona C de dimensionamiento. (ver figura A3.2.1.3).

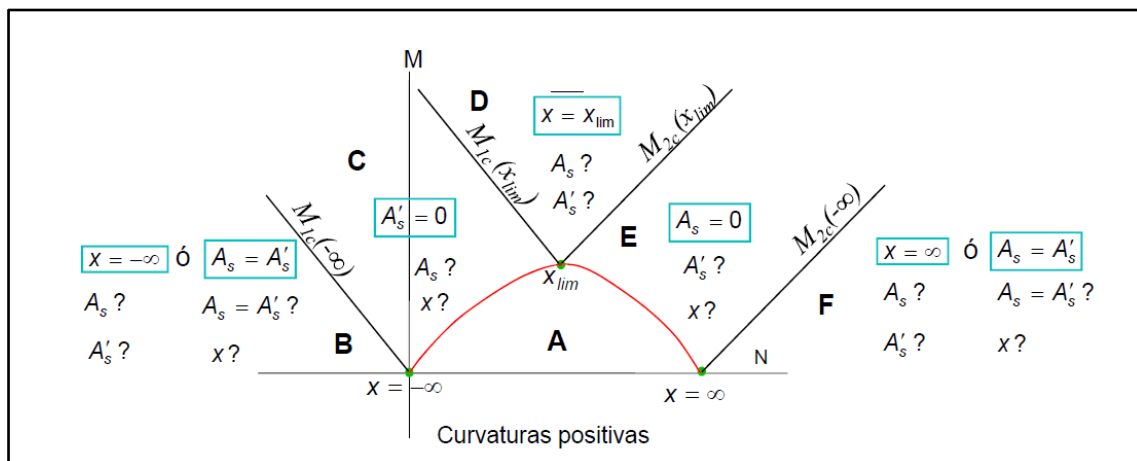


Figura A3.2.1.3. Zonas de dimensionamiento en el diagrama de interacción.
(Fuente: Transparencias asignatura Hormigón estructural. 3º GIC.ETSICCP.UPV)

Empotramiento

Dada la ausencia de esfuerzo axial N_d :

$$M_{1d} = M_{2d} = M_d = 255,17 \text{ mkN}$$

Se ha calculado a continuación, de manera aproximada, la profundidad límite de la fibra neutra de la siguiente manera:

$$x_{lim} = d / (1 + f_{yd}/700) = 0,456 \text{ m}$$

Así:

- ◆ $M_{1c}(-\infty) = 0$
- ◆ $M_{1c}(x_{lim}) = f_{cd} * 0,8 * x_{lim} * b * (d - 0,4 * x_{lim}) = 17217 \text{ mkN}$
- ◆ $M_{2c}(x_{lim}) = f_{cd} * 0,8 * x_{lim} * b * (d' - 0,4 * x_{lim}) = -3787 \text{ mkN}$
- ◆ $M_{2c}(\infty) = f_{cd} * h * b * (d' - h/2) = -23007 \text{ mkN}$

Por lo que se cumple:

$$M_{1c}(-\infty) = 0 < M_{1d} < M_{1c}(x_{lim})$$

De esta manera, el criterio de dimensionamiento será el asignado a la zona C del diagrama, asignando un valor nulo a la armadura en zona de compresión (armadura no necesaria en cara superior en zona del empotramiento), se tiene la ecuación:

$$M_{1d} = f_{cd} * 0,8 * x * b * (d - 0,4 * x)$$

Con solución:

$$x = x_0 = 0,005 \text{ m}$$

Así pues, la cuantía de armado necesaria por cálculo en cara inferior en la sección de empotramiento es:

$$A_{s, emp} = [M_{2d} - M_{2c}(x_0)] / [f_{yd} * (d - d')] = 7,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, emp} = 2,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Centro-luz

Para la sección centro-luz de la pieza, se procede de la misma forma que en la sección de empotramiento, teniendo ahora:

$$M_{1d} = M_{2d} = M_d = -106,82 \text{ mkN}$$

Obteniendo los mismos resultados intermedios, y deduciendo así, que también se tomará el criterio de dimensionamiento respectivo a la zona C del diagrama, con la única diferencia que la armadura no necesaria ahora será la cara inferior de la sección.

Así pues, la cuantía de armado necesaria por cálculo en cara superior en la sección de centro-luz es:

$$A_{s, centro-luz} = [M_{2d} - M_{2c}(x_0)] / [f_{yd} * (d - d')] = 3,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, centro-luz} = 0,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Método directo

Empotramiento

En primer lugar, dado el caso de elemento sometido a flexión pura, se define la cuantía de armadura y el momento reducido de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$U_0 = 0,85 * f_{cd} * b * d = 53203 \text{ kN}$$

$$\mu = M_d / (U_0 * d) = 0,006$$

$$\omega = (A_s * f_{yd}) / U_0$$

La cuantía de armadura necesaria para resistir un momento reducido μ vendrá dada por la expresión:

$$\omega = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,007$$

Obteniéndose, por tanto, la cuantía de armado siguiente, por metro lineal:

$$A_{s, emp} = 2,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Centro-luz

De la misma manera se procede en la sección centro-luz, obteniendo en este caso:

$$U_0 = 0,85 * f_{cd} * b * d = 53203 \text{ kN}$$

$$\mu = M_d / (U_0 * d) = 0,003$$

$$\omega = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,003$$

Obteniéndose, por tanto, la cuantía de armado siguiente, por metro lineal:

$$A_{s, centro-luz} = 0,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Relación que resulta válida según dicta al manual, al cumplirse en todo caso $\omega < 0,5$, o lo que es lo mismo $\mu < 0,375$, quedando esta relación representada gráficamente en la figura A3.2.2.1.

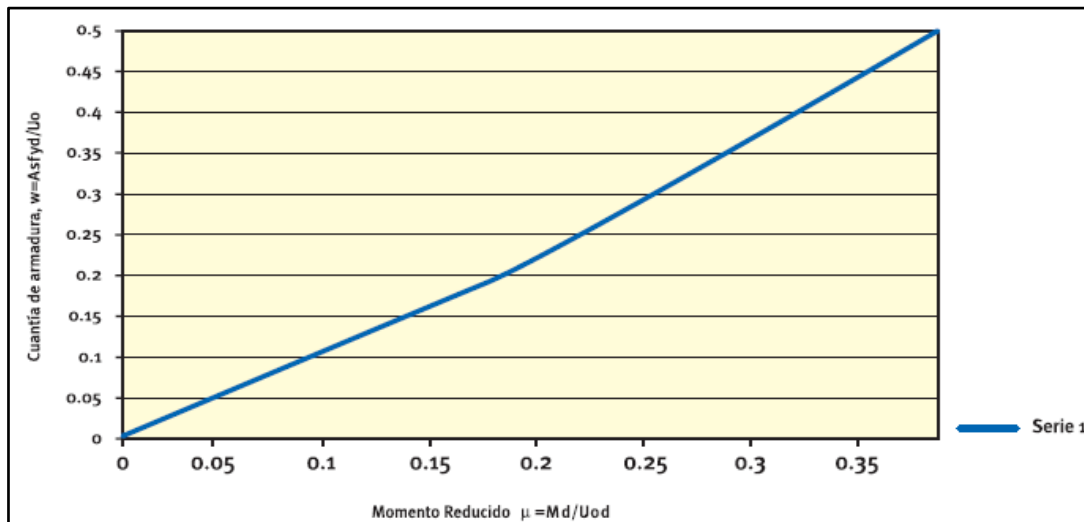


Figura A3.2.2.1. Ábaco de dimensionamiento/comprobación para flexión simple.
(Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias)

3.2.2. Estado límite de agotamiento frente a cortante

Como ya ha quedado redactado en la memoria, la comprobación se basa en que se cumpla la siguiente desigualdad:

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

Obtención de V_{u2}

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma viene dado por:

$$V_{u2} [MN] = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} * \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d(mm)}} \right) (100 * f_{ck} [MPa] * \rho_l)^{\frac{1}{3}} - 0,15 * \sigma'_{cd} \right] * b[m] * d[m] = 0,58046$$

$$V_{u2} = 580,46 \text{ kN}$$

Siendo ρ_l la cuantía de armadura longitudinal traccionada anclada eficazmente a una distancia igual o mayor de d a partir de la sección de estudio:

$$\rho_l = A_s / bd = 0,0005 \text{ [con } A_s = 56,94 \text{ cm}^2]$$

y σ'_{cd} es la tensión producida por axil de cálculo existente en el elemento considerado, puesto que no hay esfuerzo axil, el valor es cero.

3.3. Estados límite de servicio

3.3.1. Estado límite de fisuración

Método general de cálculo de la abertura de fisura

La abertura característica de fisura se calcula mediante la siguiente expresión:

$$w_k = 1,7 * s_m * \epsilon_{sm} = 0,02 \text{ mm}$$

s_m es la separación media entre fisuras, y se calcula a partir de la expresión siguiente:

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4k_l \frac{\Phi * A_{c,eficaz}}{A_s} = 149,00 \text{ mm}$$

siendo:

- ♦ c recubrimiento geométrico de las armaduras = 50 mm.
- ♦ s distancia entre ejes de barras longitudinales = 225 mm.
- ♦ k_l coeficiente que representa la influencia del diagrama de tracciones en la sección. En el caso habitual, como lo es este en que no está traccionada toda la sección $k_l = 0,125$.
- ♦ ϕ Diámetro de la barra traccionada más gruesa = 20 mm.
- ♦ A_s . Armadura situada en la cara traccionada ($5\phi 20/m$) = 56,94 cm²
- ♦ $A_{c,eficaz}$. Área de hormigón traccionado en torno a cada barra. Esta área se puede determinar como un área en torno a la barra de $7,5\phi$ de lado = 225 cm².

ϵ_{sm} es la deformación media del acero respecto del hormigón teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras. Puede determinarse a partir de la siguiente expresión:

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - 0,5 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$= 0,0001$$

siendo:

- ♦ σ_s es la tensión en la armadura en la sección de la fisura provocada por el momento cuasipermanente. Simplificadamente, puede determinarse a partir de:

$$\sigma_s \approx M_{cuasi-perm} / 0,9d * A_s = 45,43 \text{ MPa}$$

- ♦ σ_{sr} es la tensión en la armadura en la sección de la fisura provocada por el momento de fisuración, calculada sobre sección fisurada. Simplificadamente, puede determinarse a partir de:

$$\sigma_{sr} [\text{MPa}] \approx \frac{0,30^3 \sqrt{f_{ck}^2 [\text{MPa}] * b * h^2}}{0,9 * d * A_s * 6} = 327,30 \text{ MPa}$$

3.4. Estados Límite Últimos. Hormigón Con Fibras

3.4.1. Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales

Tal y como se explica en la memoria, el cálculo se realiza despejando el valor de la resistencia residual a tracción de cálculo de la siguiente igualdad:

$$A_s * f_{yd} = A_c * f_{ctR,d}$$

siendo A_s la cuantía mínima geométrica de armado calculada para el hormigón convencional, con un valor de 12,8 cm²/m o 46,4 cm².

Obteniendo de esta manera, un valor de $f_{ctR,d}$ de 0,70 MPa, que conduce a un valor de $f_{R3,d}$ de 2,10 MPa, que en valor característico sería un valor de $f_{R3,k}$ de 3,15 MPa.

3.4.2. Estado límite de agotamiento frente a cortante

Según lo dictado en el anejo 14 de la EHE-08, el esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma es:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} + V_{fu} = 998,88 \text{ kN}$$

Siendo

- ♦ $V_{cu} = 0$ por eliminar la armadura pasiva, sustituyéndola por la disposición de fibras en el hormigón.
- ♦ $V_{su} = 0$, ya que no se dispone armadura transversal, de la misma forma que con el hormigón convencional.
- ♦ $V_{fu} = 0,7 * \xi * \tau_{fd} * b * d$, siendo este valor la contribución de las fibras a la resistencia a cortante.

$$\text{con } \xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d(\text{mm})}} = 1,52 \leq 2$$

$$\text{y } \tau_{fd} = 0,5 * f_{ctR,d} = 0,35 \text{ MPa}$$

con un valor de canto útil d , suponiendo aquí, la disposición de barras del $\phi 20$.

Siendo el valor de cortante a $1,5d$ del borde de la celda la media de 4 valores de cortante obtenidos según un valor diferente de d en función del diámetro de barra a disponer ($\phi 20$, $\phi 16$, $\phi 12$ o $\phi 10$), así pues:

$$V_{rd} = (211,32 + 210,42 + 209,52 + 209,07) / 4 = 210,08 \text{ kN}$$

Teniéndose que verificar (como se verifica):

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$