



ANEJO II: DISEÑO CIMENTACIÓN

Martínez Torres, Alberto



ÍNDICE

1. Objeto del documento
2. Normativa aplicada
3. Diseño geotécnico de la cimentación.
 - 3.1. Introducción
 - 3.2. Plano de cimentación.
 - 3.3. Justificación de la cimentación empleada
 - 3.4. Estabilidad de la cimentación
 - 3.4.1. Deslizamiento.
 - 3.4.2. Vuelco.
 - 3.4.3. Hundimiento.
 - 3.4.5. Asientos.
 - 3.5. Resultados obtenidos.
4. Diseño estructural de la cimentación.
 - 4.1. Introducción
 - 4.2. Acciones y bases de cálculo.
 - 4.2.1. Tipo de ambiente
 - 4.2.2. Recubrimientos
 - 4.3. Diseño del armado
 - 4.3.1. Cálculo de las cuantías mínimas de armado
 - 4.3.1.1. Armadura mínima geométrica
 - 4.3.1.2. Armadura mínima mecánica
 - 4.3.1.3. Armadura mínima por fisuración.
 - 4.3.2. Armadura calculada
 - 4.3.3. Agotamiento frente a punzonamiento
 - 4.3.4. Armadura de reparto
 - 4.3.5. Disposición del armado
 - 4.3.5.1. Separaciones máximas y mínimas
 - 4.3.5.2. Longitudes de anclaje y solape
 - 4.4. Solución de la cimentación
 5. Losa interior
 - 5.1. Cálculo de las cuantías mínimas de armado
 - 5.2. Armadura de reparto.
 - 5.3. Solución de la losa
 6. Viga de atado de la cimentación
 - 6.1. Cálculo de las cuantías mínimas de armado.
 - 6.2. Armadura de cortante.
 - 6.3. Solución de la viga de atado.

Diseño geotécnico:

Diseño estructural:

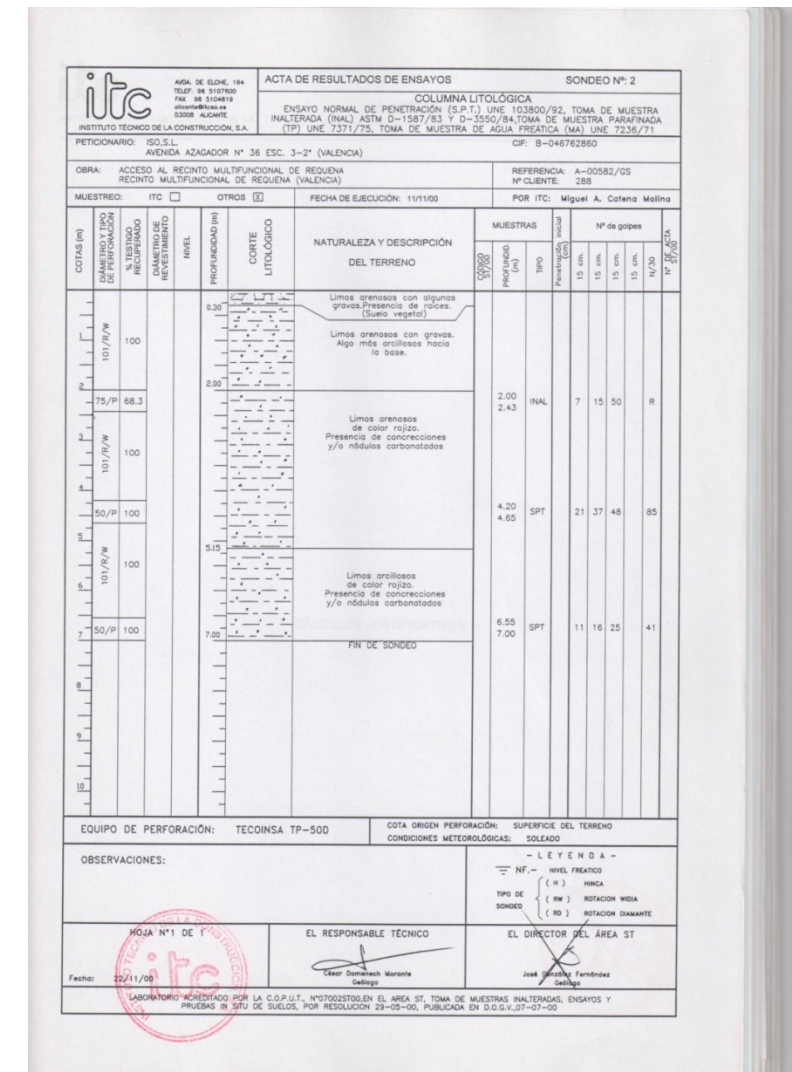




Figura 1. Fuente: Informe geotécnico de la zona

3.3. Justificación de la cimentación empleada

La cimentación final que se propone para este hangar es una zapata de medianería.

Primeramente se quería diseñar una zapata centrada ya que es más cómodo de calcular las comprobaciones y hallar las excentricidades producidas en la base de la cimentación. Nos obstante se ha decidido emplear una zapata de medianería ya que este hangar es anexo a otro por su lado izquierdo y no se puede invadir la cimentación del hangar colindante. Además, con perspectivas de la posible construcción de otro hangar al lado del que se nombra en este proyecto, realizaremos zapatas de medianería para facilitar la construcción de la cimentación de otro posible hangar en el futuro.

Para la ejecución de la cimentación tendría que calcularse los asentos diferenciales que se producirían en el hangar colindante por el nuevo estado tensional que sufre el terreno al transmitirle la nueva carga.

A pesar de esto en este trabajo supondremos que el nuevo hangar está a una distancia suficiente como para no afectar al vecino. Esta distancia viene dada por los bulbos de presiones. Estos bulbos no deben solaparse para que no interfieran en los asentos del hangar vecino ni entre los diferentes pórticos del hangar a construir.

3.4. Estabilidad de la cimentación

La cimentación es la estructura que transmite las cargas del hangar al terreno.

Para su dimensionamiento y cumplimiento de estabilidad se cogerán las reacciones más desfavorables y sus concomitantes, eligiendo la más restrictiva para cada caso.

	Esfuerzo	X kn	Y kn	Z kn	Mx kn·m	My kn·m	Mz kn·m
Deslizamiento	Vmax	179.236	-2.68E-03	322.927	0.0175	403.3792	7.56E-04
Vuelco	My max der	15.658	13.651	46.082	-14.0763	30.2442	8.43E-04
	My min der	-160.838	-6.16E-03	260.009	0.0416	-368.4651	-7.60E-04
	My max izq	179.236	-2.68E-03	322.927	0.0175	403.3792	7.56E-04
	M2 min	-19.651	6.68E+00	38.849	0.4736	-43.0325	-1.72E-04
Hundimiento	Nmax	-140.274	-6.16E-03	340.562	0.0415	-310.3172	-7.55E-04

Tabla 1 Fuente: propia. SAP - Excel

NOTA1: Los esfuerzos que lista SAP son en ejes globales. Esto es muy importante ya que si no lo tenemos en cuenta todo el dimensionamiento estará mal.

NOTA 2: para todas las comprobaciones se supondrá una zapata de medianería de 3*1.5*0.8

En la parte común de este estudio de soluciones viene definida las características del terreno sobre el cual se situará la cimentación de cada una de las soluciones. No obstante para esta parte de comprobaciones geotécnicas es necesario tenerlo a mano para ver de dónde salen los resultados.

SONDEO	SONDEO 1
Naturaleza del suelo	Limos arcillosos
Peso específico de partículas kn/m ³	26,88
Peso específico seco kn/m ³	19,7
Peso específico aparente kn/m ³	22,4
Peso específico saturado kn/m ³	22,4
Peso específico sumergido kn/m ³	12,4
Porosidad %	26,7
Índice de poros	0,364
Humedad natural %	13,5
Grado de saturación	92,2-saturado
Ángulo de resistencia interna °	25°
Cohesión kn/m ²	150-225
Resistencia a compresión kn/m ²	543
Módulo de deformación kn/m ²	18000-28000
Coeficiente de Balasto kn/m ³	80000-125000
Contenido de sulfatos %SO	<0,1

Tabla 2 Fuente: informe geotécnico de la zona

3.4.1 Deslizamiento

Este mecanismo o modo de fallo ocurre cuando las tensiones de corte en el plano de contacto terreno-zapata (o en general, terreno-base del elemento de cimentación) igualan o superan la resistencia al corte de dicho contacto. Se produce entonces un desplazamiento inadmisibles de la cimentación respecto al terreno de apoyo

Para evaluar la seguridad frente a deslizamiento, se supondrá que el movimiento se produce según la dirección de actuación de la componente horizontal de la resultante de las acciones sobre el plano de cimentación.



A continuación se muestra los esfuerzos más desfavorables.

	Esfuerzo	X kn	Y kn	Z kn	Mx kn·m	My kn·m	Mz kn·m
Deslizamiento	Vmax	179.236	-2.68E-03	322.927	0.0175	403.3792	7.56E-04

Tabla 3. Fuente: propia Excel

Para la comprobación a deslizamiento, la Guía de cimentaciones en obras de carretera estable que la fuerza que se genera en la base de la cimentación debe ser como mínimo 1,5 veces la resultante de las acciones horizontales en el plano de cimentación.

Se pueden hacer los cálculos como si fuese el deslizamiento en un muro tal y como indica la guía de cimentaciones

Deslizamiento	
Datos iniciales	
N	322.97
V	179.24
ϕ	25
c	150
B	1.5
L	3
Canto	0.8
Peso zapata	90
T	798.635102
F	1.5
Cumple	SI

Tabla 4 Fuente: propia Excel

Seguridad frente a deslizamiento a lo largo de su base

La combinación de fuerzas horizontales puede causar el deslizamiento del muro a lo largo de su base en el momento en que la suma de **fuerzas de deslizamiento** (debido casi exclusivamente a la componente horizontal del empuje activo) se iguala a la suma de **fuerzas resistentes** a este movimiento (debido a la suma de la fuerza de corte desarrollada en el base del muro y el empuje pasivo en la puntera de la misma).

Por tanto, la fuerzas resistentes al deslizamiento se reducen a la fuerza de corte movilizada en la base del muro, que expresada por metro lineal de muro:

$$F_b = B \times 1 \times \tau_{movil}$$

Donde B representa el ancho de la base del muro

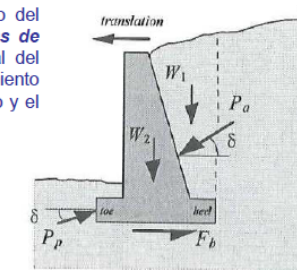
y la resistencia a corte movilizada en esta misma superficie es: $\tau_{movil} = c_a + \sigma \cdot \tan \delta$

σ representa la tensión normal vertical en la base (generada por la suma de fuerzas verticales): $\sigma = \sum F_v / B \times 1$

c_a es la adherencia muro-terreno cuyo valor varia entre 0 y 0.5 el .valor de la cohesión efectiva del terreno

δ es el ángulo de rozamiento muro terreno que toma valores entre $0,5\phi'$ y $0,7\phi'$

De esta manera, la fuerza resultante de la resistencia a corte en la base del muro será: $F_b = (c_a \cdot B) + (\sum F_v \cdot \tan \delta)$



Seguridad frente a deslizamiento a lo largo de su base

Como puede comprobarse: $\sum F_v = W_1 + W_2 + P_{a, \sin \delta}$

Las fuerzas de deslizamiento son: $F_d = P_{a, \cos \delta}$

Por lo que el factor de seguridad a deslizamiento se puede definir como:

$$F_d = \frac{P_p + F_b}{P_a} > 1,5$$

Figura 2. Fuente: GCOC. Apuntes Diseño Geotécnico de Cimentaciones

3.4.2. Vuelco

Las cimentaciones superficiales sometidas a cargas excéntricas respecto al centro de gravedad de su área de apoyo pueden alcanzar un estado límite último cuando el punto de paso de la resultante de las acciones se aproxima al borde de la cimentación. Este modo de fallo consiste en el giro excesivo del elemento de la cimentación y, por ende, de la estructura a la que sustenta.

La comprobación a vuelco puede realizarse de dos maneras:



- La guía de cimentaciones propone que la resultante de esfuerzos pase por el tercio central de la base de la cimentación.

Resulta muy recomendable que, al menos en las situaciones persistentes, el punto de paso de la resultante quede dentro del núcleo central de la superficie de apoyo del cimient. De otra forma el contacto permanente de la cimentación con el terreno, siempre deseable, no quedaría garantizado en el referido plano de apoyo.

- La ROM 0.5 (Recomendaciones para Obras Marítimas) lo hace desde un punto de vista más intuitivo y cómodo.

Momentos volcadores $\Rightarrow$ Componentes horizontales de esfuerzos (con su signo), excepto del empuje pasivo:

$$\sum M_{vol} = P_a \cos \delta \cdot d_a$$

Momentos resistentes $\Rightarrow$ Componentes verticales de esfuerzos (con su signo) más el empuje pasivo:

$$\sum M_{res} = \sum W_i \cdot d_{wi} + P_a \sin \delta \cdot d_{xa} + P_p \cdot d_p - F_w \cdot d_w$$

Por lo que el factor de seguridad frente a vuelco se puede definir, en general, como: $F_v = \frac{M_{res}}{M_{vol}} \geq 2,0$

Figura 3. Fuente: ROM-05-05. Apuntes Diseño Geotécnico de Cimentaciones

El vuelco de la zapata en este hangar es la comprobación que limita la geometría de la zapata.

Para su cálculo deberemos diferenciar las reacciones en los pilares tanto de la derecha, de la izquierda, los de la fachada delantera y trasera; viendo los esfuerzos más desfavorables en cada uno de ellos.

En principio, los esfuerzos más desfavorables para los pilares de ambos lados, es la que el momento y el cortante, hacen girar la cimentación hacia fuera. Los momentos serán los que vayan en la dirección del eje Y y los cortantes en ambas direcciones del eje X.

Listando los esfuerzos en el SAP vemos que los esfuerzos en el eje Y positivo son más pequeños que en el negativo. Así pues para el vuelco, tendremos que comprobar ambas situaciones.

	Esfuerzo	X kn	Y kn	Z kn	Mx kn·m	My kn·m	Mz kn·m
Vuelco	My max der	15.658	13.651	46.082	-14.0763	30.2442	8.43E-04

	My min der	-160.838	-6.16E-03	260.009	0.0416	-368.4651	-7.60E-04
	My max izq	179.236	-2.68E-03	322.927	0.0175	403.3792	7.56E-04
	M2 min izq	-19.651	6.68E+00	38.849	0.4736	-43.0325	-1.72E-04

Tabla 5. Fuente: propia Excel

- Pilar izquierdo

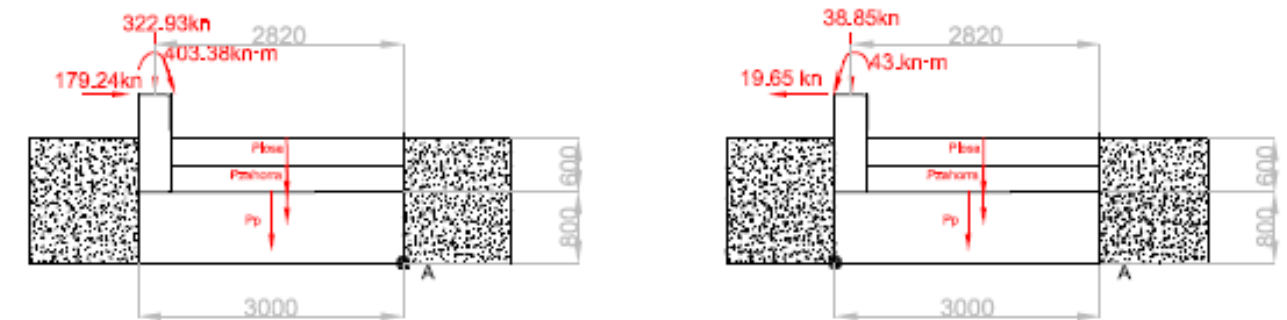


Figura 4. Fuente: propia AutoCAD

*Cotas en mm

* Anchura de 1.5 metros

1º Combinación:

$$M_N = 322.93 \cdot 2.82 = 910.66 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

$$M_V = 179.24 \cdot 1.5 = 268.9 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

$$M_{Pp} = 25 \cdot 3^2 / 2 \cdot 1.5 \cdot 0.8 = 135 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

$$F_v = \frac{M_{resistentes}}{M_{volcadores}} = \frac{910.66 + 135}{403.38 + 268.9} = 1.55 > 1.5$$

2º Combinación:

$$M_N = 38.85 \cdot 0.18 = 7 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

$$M_V = 19.65 \cdot 1.5 = 29.47 \text{ kn} \cdot \text{m}$$



$$M_{Pp}=25 \cdot 3^2/2 \cdot 1.5 \cdot 0.8=135 \text{ kn}\cdot\text{m}$$

$$F_v = \frac{M_{resistentes}}{M_{volcadores}} = \frac{7 + 135}{43 + 29.47} = 1.95 > 1.5$$

- Pilar derecho / trasero.

El pilar más desfavorable está situado en la fachada trasera ya que las presiones del viento que entra por la puerta principal son muy elevadas

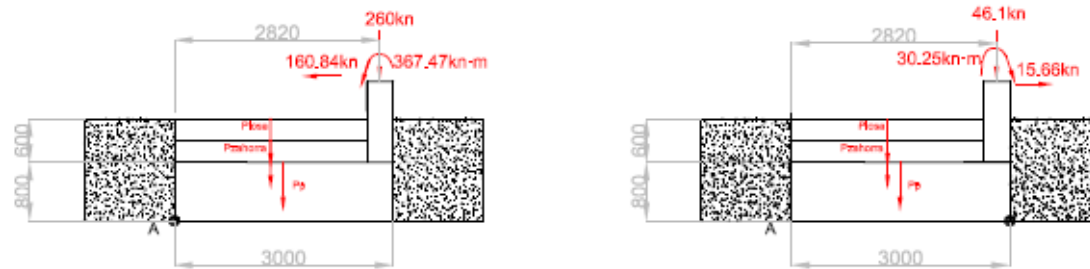


Figura 5. Fuente: propia AutoCAD

*Cotas en mm

* Anchura de 1.5 metros

1º Combinación

$$M_N=260 \cdot 2.82 = 733.2 \text{ kn}\cdot\text{m}$$

$$M_v=160.48 \cdot 1.5 = 240.72 \text{ kn}\cdot\text{m}$$

$$M_{Pp}=25 \cdot 3^2/2 \cdot 1.5 \cdot 0.8=135 \text{ kn}\cdot\text{m}$$

$$F_v = \frac{M_{resistentes}}{M_{volcadores}} = \frac{733.2 + 135}{367.47 + 240.72} = 1.52 > 1.5$$

2º Combinación

$$M_N=46.1 \cdot 0.18 = 8.3 \text{ kn}\cdot\text{m}$$

$$M_v=15.66 \cdot 1.5 = 23.5 \text{ kn}\cdot\text{m}$$

$$M_{Pp}=25 \cdot 3^2/2 \cdot 1.5 \cdot 0.8=135 \text{ kn}\cdot\text{m}$$

$$F_v = \frac{M_{resistentes}}{M_{volcadores}} = \frac{8.3 + 135}{30.25 + 23.5} = 2.66 > 1.5$$

Los cálculos de vuelco se han hecho sin tener en cuenta el peso de la losa ni el de las zahorras que hay sobre la cimentación, ya que en fase de construcción de no estarán presentes.

3.4.3. Hundimiento

El modo de fallo denominado «hundimiento» se produce cuando la capacidad de soporte del terreno es inferior a la carga que transmite la cimentación al terreno. En tales circunstancias, tanto el elemento de cimentación (zapata o losa) como el terreno situado inmediatamente debajo experimentan movimientos inadmisibles que arruinan la construcción que estaban soportando.

Este modo de fallo puede idealizarse mediante superficies de rotura que parten del plano de apoyo, profundizan en el terreno y se incurvan hasta volver a emerger a cierta distancia de la cimentación.

La fórmula más frecuente para la determinación de la carga de hundimiento es la conocida como de Brinch-Hansen, de la que existen diferentes versiones que presentan ligeras variaciones en la obtención de algunos coeficientes. Según este método, la presión vertical de hundimiento es la suma de tres términos que representan la contribución a la capacidad de soporte, de la sobrecarga existente al nivel de cimentación q , de la cohesión del terreno c , y de su peso propio.

Para realizar la comprobación de hundimiento se han realizado cálculos a corto plazo y a largo plazo, y ver cuál de los dos es más restrictivo. Para ejecutar el cálculo se ha utilizado la solución de BRINCH-HANSEN, una formulación propuesta para considerar los efectos de:

- Zapata finita, con forma.



- Cargas inclinadas y/o excéntricas.
- Efecto profundidad.

La fórmula es la siguiente:

$$q_h = c * N_c * s_c * i_c * d_c + q * N_q * s_q * i_q * d_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * i_\gamma * d_\gamma$$

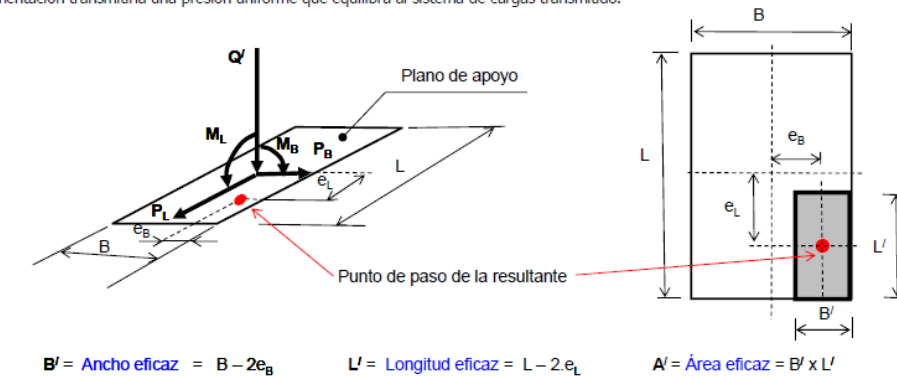
Dónde:

- N son los factores de capacidad de carga
- s son los factores de forma
- i son los factores de inclinación
- d son los factores de profundidad

Además, habrá que particularizar la fórmula según nos encontremos en cálculos a corto plazo o en cálculos a largo plazo.

SOLUCIÓN DE BRINCH-HANSEN (1973) ACCIONES Y EXCENTRICIDADES. DIMENSIONES Y ÁREA EFICACES

En el caso general, todas las acciones que debe transmitir la cimentación al terreno por el plano de apoyo, pueden reducirse en el centro de gravedad de la cimentación a una fuerza vertical efectiva Q' , una fuerza horizontal P , con componentes P_B y P_L , y un momento M con componentes M_B y M_L . Teóricamente, los momentos producen distribuciones no uniformes debajo de la cimentación, que no se ajustan a las soluciones teóricas existentes de la carga de hundimiento. Para evitar este problema, Meyerhoff propuso trabajar con el "área eficaz" por la que la cimentación transmitiría una presión uniforme que equilibra al sistema de cargas transmitido.



$$\text{Excenricidades: } e_B = \frac{M_B}{Q'}, \quad e_L = \frac{M_L}{Q'}$$

Los momentos se eliminan del cálculo trabajando con las dimensiones eficaces

En nuestro listado de esfuerzos de SAP ya los tenemos descompuesto en los ejes globales

	Esfuerzo	X kn	Y kn	Z kn	Mx kn·m	My kn·m	Mz kn·m
Hundimiento	Nmax	-140.274	-6.16E-03	340.562	0.0415	-310.3172	-7.55E-04

Tabla 6. Fuente: propia Excel

Para la carga a hundimiento se ha cogido la combinación con máxima fuerza vertical Q' y con los concomitantes My y Vx que transmitan los mayores esfuerzos en la base de la cimentación.

No obstante, en la tabla de las características del terreno, se puede ver que la cohesión del terreno en Requena es muy elevada. Por lo tanto la carga a hundimiento deberá ser muy grande y los asentamientos producidos pequeños.

Como en el apartado anterior de vuelco, es importante saber en qué lado del hangar se produce los esfuerzos más desfavorables para saber el sentido de estos.

Cuanto menor sea el área efectiva de la zapata menor será el coeficiente de seguridad ya que es más desfavorable. Con lo que habrá que buscar los esfuerzos que produzcan una menor área eficaz.

En la siguiente página se podrá ver los datos de la comprobación a hundimiento con todos sus coeficientes. Como se puede observar, el factor de seguridad F es muy elevado tanto a largo como a corto plazo.

2.2. PRESIÓN DE HUNDIMIENTO

Estimaciones teóricas

SOLUCIÓN DE BRINCH-HANSEN (1973) FACTORES

Brinch-Hansen introduce los efectos de la forma y profundidad de la cimentación, e inclinación de las cargas mediante "factores" que afectan a las tres componentes de la carga de hundimiento.

$$q_h = c * N_c * s_c * i_c * d_c + q * N_q * s_q * i_q * d_q + \frac{1}{2} * \gamma * B' * N_\gamma * s_\gamma * i_\gamma * d_\gamma$$

Factores de forma

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_c = \frac{N_q \cdot s_q - 1}{N_q - 1}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B'}{L}$$

Para $\phi = 0$

$$s_q = 1$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B'}{L}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B'}{L}$$

Factores de inclinación

$$i_q = \left(1 - \frac{P}{Q' + c \cdot B' \cdot L' \cdot \tan \phi} \right)^m \quad \text{Para } \phi = 0, \quad i_q = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi} \quad \text{Para } \phi = 0, \quad i_c = 1 - \frac{P}{c \cdot B' \cdot L' \cdot N_c}$$

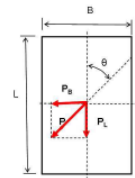
$$i_\gamma = \left(1 - \frac{P}{Q' + c \cdot B' \cdot L' \cdot \tan \phi} \right)^{m+1} \quad \text{Para } \phi = 0, \quad i_\gamma = 1$$

Siendo

$$m = m_1 \cos^2 \theta + m_2 \sin^2 \theta$$

$$m_1 = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$

$$m_2 = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}}$$



Factores de profundidad

(Se desprecian normalmente)

$$d_c = d_q = \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi} \quad d_\gamma = 1$$

Para $D/B' \leq 1$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D}{B'} \right)$$

Si $\phi = 0$, las expresiones se reducen a:

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B'} \quad d_\gamma = d_q = 1$$

Para $D/B' > 1$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \arctg \left(\frac{D}{B'} \right)$$

Si $\phi = 0$, las expresiones se reducen a:

$$d_c = 1 + 0.4 \arctg \frac{D}{B'} \quad d_\gamma = d_q = 1$$

Figura 6. Fuente: apuntes de Diseño Geotécnico de Cimentaciones.

Figura 6. Fuente: apuntes de Diseño Geotécnico de Cimentaciones.



Se puede comprobar que a corto plazo es más restrictivo como en la mayoría de los casos.

Comprobacion a hundimiento				Corto plazo																																											
Datos iniciales				Factores de carga		Factores de forma		Factores de inclinación		Factores de profundidad																																					
Corto plazo		Largo plazo		N _q	1	s _q	1	i _q	1	d _q	1																																				
B	1.5	B	1.5	N _c	5.14	s _c	1.11046844	i _c	0.97532498	d _c	1																																				
B´	1.5	B´	1.5	N _γ	0	s _γ	0.77906312	i _γ	1	d _γ	1																																				
L=	3	L=	3	<table><tr><td>q_{h,cp}</td><td>1545.031675</td><td>q_{hn,cp}</td><td>1511.43167</td><td>q_t</td><td>105.6962025</td><td>q_{tn}</td><td>72.0962025</td></tr><tr><td>F</td><td>20.9640955</td><td colspan="6"></td></tr></table>								q _{h,cp}	1545.031675	q _{hn,cp}	1511.43167	q _t	105.6962025	q _{tn}	72.0962025	F	20.9640955																										
q _{h,cp}	1545.031675	q _{hn,cp}	1511.43167									q _t	105.6962025	q _{tn}	72.0962025																																
F	20.9640955																																														
L'=	2.71570778	L'	2.669380342																																												
Canto	0.8	Canto	0.8																																												
Profundidad	1.5	Profundidad	1.5																																												
φ	25	φ	25	<table><tr><th colspan="4">Largo plazo</th></tr><tr><th colspan="2">Factores de carga</th><th colspan="2">Factores de forma</th><th colspan="2">Factores de inclinación</th><th colspan="2">Factores de profundidad</th></tr><tr><td>N_q</td><td>10.6621424</td><td>s_q</td><td>1.26203141</td><td>i_q</td><td>0.87583938</td><td>d_q</td><td>1</td></tr><tr><td>N_c</td><td>20.7205312</td><td>s_c</td><td>1.2891508</td><td>i_c</td><td>0.86298917</td><td>d_c</td><td>1</td></tr><tr><td>N_γ</td><td>6.75829648</td><td>s_γ</td><td>0.77522873</td><td>i_γ</td><td>0.80435336</td><td>d_γ</td><td>1</td></tr></table>								Largo plazo				Factores de carga		Factores de forma		Factores de inclinación		Factores de profundidad		N _q	10.6621424	s _q	1.26203141	i _q	0.87583938	d _q	1	N _c	20.7205312	s _c	1.2891508	i _c	0.86298917	d _c	1	N _γ	6.75829648	s _γ	0.77522873	i _γ	0.80435336	d _γ	1
Largo plazo																																															
Factores de carga		Factores de forma										Factores de inclinación		Factores de profundidad																																	
N _q	10.6621424	s _q	1.26203141									i _q	0.87583938	d _q	1																																
N _c	20.7205312	s _c	1.2891508									i _c	0.86298917	d _c	1																																
N _γ	6.75829648	s _γ	0.77522873	i _γ	0.80435336	d _γ	1																																								
c'	271.5	c'	150																																												
c _u	271.5	c _u	0																																												
γ _{apa}	22.4	γ _{apa}	22.4	N _q	10.6621424	s _q	1.26203141	i _q	0.87583938	d _q	1																																				
γ _{sat}	22.4	γ _{sat}	22.4	N _c	20.7205312	s _c	1.2891508	i _c	0.86298917	d _c	1																																				
γ _{sum}	22.4	γ _{sum}	0	N _γ	6.75829648	s _γ	0.77522873	i _γ	0.80435336	d _γ	1																																				
q	33.6	q	33.6					m	1.55703843																																						
γ*	22.4	γ*	22.4					m _B	1.64023431																																						
N	340.56	N	340.56					m _L	1.35976569																																						
V	140.27	V	140.27					Θ	57																																						
M	310.31	M	310.31	<table><tr><td>q_{h,lp}</td><td>3924.5937</td><td>q_{hn,lp}</td><td>3890.9937</td><td>q_t</td><td>107.5305739</td><td>q_{tn}</td><td>73.9305739</td></tr><tr><td>F</td><td>52.630374</td><td colspan="6"></td></tr></table>								q _{h,lp}	3924.5937	q _{hn,lp}	3890.9937	q _t	107.5305739	q _{tn}	73.9305739	F	52.630374																										
q _{h,lp}	3924.5937	q _{hn,lp}	3890.9937									q _t	107.5305739	q _{tn}	73.9305739																																
F	52.630374																																														
W _p		Q'	430.56																																												
Ru	543	q'	33.6																																												

Zapata aislada		Zapata de medianería	
M _B	0	ML	71.1758
Q'	430.56	Q'	430.56
e _B	0	e _B	0.16530983
B	1.5	L	3
B'	1.5	L'	2.66938034

Zapata aislada		Zapata de medianería	
MB	0	ML	71.1758
Q'	430.56	Q'	500.722821
eB	0	eL	0.14214611
B	1.5	L	3
B'	1.5	L'	2.71570778

Tabla 7. Fuente: propia Exce



3.4.5 Asientos

Los movimientos que puede admitir una cimentación sin causar daño significativo a la estructura que soporta dependen de su tipología.

En general, para estructuras convencionales de hormigón y/o acero, se suelen recomendar ciertos límites. Son de amplio uso los siguientes valores:

- Asiento máximo de zapatas aisladas = 2,5 cm.
- Asiento máximo de losas de cimentación = 5 cm.
- Asiento diferencial máximo entre apoyos contiguos = $L/200$ a $L/500$ dependiendo de la rigidez de la estructura (L = distancia entre apoyos).
- Inclinaciones máximas: entre $\theta = 1/1000$ y $6/1000$.

Estos datos son sólo orientativos y deben especificarse en cada Proyecto concreto.

Los asientos que se producen en el terreno son la suma del asiento instantáneo, el asiento de consolidación, y el asiento de fluencia, que tiene que ver con procesos de consolidación secundaria.

En nuestro caso en particular, se trata de un terreno de limos arcillosos sin presencia de agua, por lo que la mayor parte, o el asiento total corresponderá con el asiento inicial, ya que este tipo de asiento se da en terrenos sin drenaje. Al no existir drenaje, no habrá un incremento de presiones efectivas a lo largo del tiempo, ya que no habrá opción a la disipación por drenaje de las sobrepresiones intersticiales transmitidas inicialmente al agua por la carga, y en consecuencia, el asiento de consolidación será nulo. Igual pasa con el asiento de fluencia que al estar ligado a fenómenos de consolidación, al no existir en nuestro caso, este asiento será cero.

Por tanto concluimos que nuestro asiento total se corresponderá con el asiento instantáneo.

Para la estimación del asiento inicial, se ha utilizado el método elástico, particularizado en el caso en que la cimentación se apoya sobre un estrato de gran espesor, para el que se utiliza la siguiente fórmula:

$$s_i = I_s * q_{tn} * B * (1 - \nu'^2) * \frac{1}{E'}$$

- Dónde:
- I_s es un valor que depende de la forma de la zapata.
- q_{tn} es la carga transmitida neta.
- B es el ancho de la zapata.
- ν' es un coeficiente a largo plazo que se toma igual a 0,5 a corto plazo y 0,3 a largo plazo.
- E es el módulo de elasticidad que a corto plazo vale 18000 y a largo plazo vale 28000.

Este asiento nos proporciona el valor máximo, esto es, bajo el centro de gravedad del área cargada.

Asientos		I _s	
Datos iniciales		Zapata circular	1
Largo Plazo		Zapata cuadrada	1.122
B	1.5	Zapata rectangular	1.531745
B´	1.5	S _i (m)	0.003839072
L	3		
L´	2.715		
Canto	0.8	Cumple	Sí
Profundidad	1.5		
γ _{apa}	22.2		
γ _{sat}	22.4		
q _t	95.68		
γ [*]	20		
γ _{sum}	0		
q _{tn}	62.38		
γ [*]	22.4		
E(Kpa)	28000		
v	0.5		
I _s	1.531745		

Tabla 8. Fuente: propia Excel



Tabla 10. Fuente: propia Excel

Asientos		I _s	
Datos iniciales		Zapata circular	1
Corto Plazo		Zapata cuadrada	1.122
B	1.5	Zapata rectangular	1.531745
B´	1.5	S _i (m)	0.004658074
L	3		
L´	2.715		
Canto	0.8	Cumple	Sí
Profundidad	1.5		
Y _{apa}	22.2		
Y _{sat}	22.4		
q _t	95.68		
γ [*]	20		
Y _{sum}	0		
q _{tn}	62.38		
γ [*]	22.4		
E(kpa)	28000		
v	0.3		
I _s	1.531745		

Tabla 9. Fuente: propia Excel

Queda demostrado que tanto para largo como para corto plazo los asientos producidos son menores que los admisibles.

3.5. Resultados obtenidos

Después de todas las comprobaciones realizadas podemos decir que la dimensión final de la zapata es de 3*1.5*0.8 metros.

La comprobación a vuelco es la que limita la geometría de la zapata, para el resto podría ser más pequeña.

A continuación se muestra una tabla con las dimensiones mínimas para cada comprobación:

DIMENSIONES	HUNDIMIENTO		ASIENTO		DESLIZAMIENTO	VUELCO
	Corto plazo	Largo plazo	Corto plazo	Largo plazo		
B	1	0.6	0.5	0.5	0.5	1.5
L	1.2	0.9	1	0.7	1	3
Canto	0.3	0.3	0.3	0.3	0.5	0.8

4. Diseño estructural de la cimentación

4.1. Introducción

Por restricciones del diseño geotécnico, la cimentación está compuesta de zapatas de medianería de 3*1.5*0.8 metros.

En el cálculo estructural de la cimentación, la armadura obtenida por cálculo se obtiene de dimensionar una zapata aislada centrada. La zapata de medianería se calcula en los casos es en los que los esfuerzos de esta se centran mediante un forjado, un tirante de hormigón armado o una viga centradora.

En nuestro caso, las tensiones de medianería no van centradas por ningún elemento de los anteriormente mencionados. Es de medianería únicamente por motivos de compatibilidad con la estructura colindante.

Al no tener ninguno de estos dispositivos de centrado, habrá que calcular los giros diferenciales y transmitírselos a la estructura para que se tengan en cuenta los esfuerzos debidos a estos giros.

Según el método matricial de la matriz de rigidez, las fuerzas en los nudos será el producto de la rigidez del elemento por el desplazamiento que sufre. Así pues si tenemos una estructura muy rígida los esfuerzos producidos por este giro diferencial serán elevados mientras que si es una flexible, serán despreciables.

Aunque nuestra cimentación se haya considerado empotrada, tanto la cimentación como el conjunto del hangar tiene bastante flexibilidad. Introduciéndole al programa de cálculo SAP los desplazamientos ocasionados por los giros diferenciales en la cimentación vemos que los esfuerzos mínimamente ya que la capacidad portante del terreno es muy elevada.

4.2. Acciones y bases de cálculo

Los tipos y combinaciones de acciones ya se definieron en la parte del análisis estructural. Para no ser repetitivo, en este apartado se expondrán las bases necesarias para el cálculo de la estructura de hormigón.



Designación de la clase	Descripción del entorno	Ejemplos informativos donde pueden existir las clases de exposición
1. Sin riesgo de ataque por corrosión		
X0	Para hormigón sin armadura o metal embebido: todas las exposiciones salvo donde haya ataque hielo/deshielo, abrasión o ataque químico Para hormigón con armadura o metal embebido: muy seco	Hormigón dentro de edificios con un nivel de humedad ambiental muy bajo
2. Corrosión inducida por carbonatación		
XC1	Seco o permanentemente húmedo	Hormigón dentro de edificios con nivel de humedad ambiental muy bajo. Hormigón permanentemente sumergido en agua
XC2	Húmedo, raramente seco	Superficies de hormigón sometidas al contacto con agua un periodo de largo tiempo. Muchas cimentaciones
XC3	Humedad moderada	Hormigón dentro de edificios con humedad ambiental moderada o elevada Hormigón en el exterior, protegido de la lluvia
XC4	Sequedad y humedad cíclicas	Superficies de hormigón sometidas al contacto con agua, no incluidas en la clase de exposición XC2
3. Corrosión inducida por cloruros		
XD1	Humedad moderada	Superficies del hormigón expuestas a cloruros en la atmósfera
XD2	Húmedo, raramente seco	Piscinas Componentes de hormigón expuestos a aguas industriales que contienen cloruros
XD3	Sequedad y humedad cíclicas	Partes de puentes expuestos al riego conteniendo cloruros Pavimentos Losas en aparcamientos de coches
4. Corrosión inducida por cloruros de agua marina		
XS1	Exposición al aire saturado de sal pero no en contacto directo con el agua del mar	Estructuras cerca de o en la costa
XS2	Permanentemente sumergida	Partes de estructuras marinas
XS3	Zonas de mareas, salpicaduras y aspersiones	Partes de estructuras marinas

Figura 7. Fuente: Eurocódigo2.

4.2.1. Tipo de ambiente

Mirando las tablas del Eurocódigo 2

Al ser una cimentación, el terreno le transmite su humedad. No hay estructura de hormigón, solo la cimentación, con lo que el tipo de ambiente de exposición en Requena para este hangar es innecesario.

El ambiente de la cimentación para su cálculo estructural es XC2.

Una vez tenemos en tipo de ambiente en el que se encuentra nuestra cimentación, en la tabla E1.N del Eurocódigo aparece la resistencia mínima del hormigón, que para un ambiente XC2 es de 25 MPa

Clases de exposición conforme a la tabla 4.1									
Corrosión	Corrosión provocada por carbonatación				Corrosión provocada por cloruros			Corrosión provocada por cloruros de origen marino	
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2
	Clase resistente mínima indicativa	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C35/45	C35/45
Daños al hormigón									
	Sin riesgo		Ataque por hielo/deshielo			Ataque químico			
	X0	XF1	XF2	XF3	XA1	XA2	XA3		
	Clase resistente mínima indicativa	C12/15	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C35/45		

Figura 8. Fuente: Eurocódigo2.

4.2.2. Recubrimientos

Los recubrimientos mínimos según la EHE-08:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta r$$

Dónde:

c_{nom} : Recubrimiento mínimo nominal

c_{min} : Recubrimiento mínimo exigido por la norma

Δr : Margen de recubrimiento en nivel de control de ejecución.

- C_{min}

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{min,\gamma} - \Delta c_{min,st} - \Delta c_{min,add}; 10mm\}$$

Para ambiente XC2, $\Delta c_{min,st}$ y $\Delta c_{min,add}$ son cero según las tablas del Eurocódigo 2

Dónde $c_{min,b}$ depende del diámetro de la barra

Disposición de armaduras	Tamaño máximo del árido (TMA)	
	≤ 32 mm	>32 mm
Barras aisladas	ϕ	$\phi + 5$ mm
Grupo de barras	ϕ_n	$\phi_n + 5$ mm

Figura 9. Fuente: Eurocódigo2.Apuntes Diseño Estructural de Cimentaciones

$$\Delta c_{min,\gamma}$$

Clase exposición		X0/ XC1/ XC2/ XC3/ XC4	XD1	XS1	XS2	XD2/ XD3/ XS3
$\Delta c_{dur,\gamma}$	Armado otros cementos	0	+5	+5		Requiere estudio específico comprobación E.L. Durabilidad
	Armado cemento adecuado	0	-5	-5	0	
	Pretensado cemento adecuado	0	0	0	+5	
	Pretensado otros cementos	0				

Figura 10. Fuente: Eurocódigo2. Apuntes Diseño Estructural de Cimentaciones



Figura 12. Fuente: Eurocódigo2. Apuntes Diseño Estructural de Cimentaciones

4.3 Diseño del armado

Para diseñar el armado de la cimentación del hangar se separa en dos apartados, la armadura calculada y las cuantías mínimas. Generalmente se suele disponer la de cálculo en las secciones más desfavorables de las estructuras de hormigón y la mínima en aquellas secciones que no tienen muchos esfuerzos.

4.3.1 Cálculo de las cuantías mínimas de armado.

Las cuantías mínimas de armado están en función de las características de los materiales y de la geometría de cimentación, no influyen los esfuerzos.

NOTA: los cálculos que se muestran están hechos para un diámetro de 16mm

4.3.1.1 Armadura mínima geométrica

Área longitudinal mínima de de compresión (A'_s)

Recomendación de disposición de la armadura comprimida (A'_s) (EHE-08 Tabla 42.3.5.)	Tipo de acero	
	Aceros con $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
Vigas	$0.00099 \cdot A_c$	$0.00084 \cdot A_c$

Figura 13. Fuente: Eurocódigo2. Apuntes Diseño Estructural de Cimentaciones

Cuantía mínima geométrica			
ρ	0.00084	$A_{s,min}$	0.001008

Tabla 11. Fuente: propia Excel

4.3.1.2 Armadura mínima mecánica

Área longitudinal mínima de tracción para evitar la rotura frágil

$$A_{s,min} = \frac{W_1 \cdot f_{ctm,fl}}{z \cdot f_{yd}} \quad \text{Sección rectangular} \quad A_{s,min} \cdot f_{yd} = \frac{f_{ctm,fl}}{4.8} \cdot b \cdot h$$
$$z = 0.8 \cdot h \quad W_1 = A_c \cdot \frac{h}{6}$$
$$f_{ctm,fl} = \max\{(1.6 - h/1000) \cdot f_{ctm}, f_{ctm}\}$$

h en mm.

Figura 14. Fuente: Eurocódigo2. Apuntes Diseño Estructural de Cimentaciones

Tabla 4.3N – Clasificación estructural recomendada

Clase estructural	Clase de exposición conforme a la tabla 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2/XS1	XD3/XS2/XS3
Vida útil del proyecto de 100 años	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases
Clase resistente ^(1,2)	$\geq C30/37$ Se reduce 1 clase	$\geq C30/37$ Se reduce 1 clase	$\geq C35/45$ Se reduce 1 clase	$\geq C40/50$ Se reduce 1 clase	$\geq C40/50$ Se reduce 1 clase	$\geq C40/50$ Se reduce 1 clase	$\geq C45/55$ Se reduce 1 clase
Elemento con geometría de placa (la posición de la armadura no se ve afectada por el proceso de construcción)	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase
Control de calidad especial asegurado de la producción del hormigón	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase

1) La clase resistente y el coeficiente α/c se consideran valores relacionados. Se puede considerar una composición especial (tipo de cemento, valor α/c , filler) con la intención de producir permeabilidad baja.

2) El límite se puede reducir en una clase resistente si se aplica una oclusión de aire de más del 4%.

Tabla 4.4N – Valores de recubrimiento mínimo, $c_{min,dur}$, requeridos en relación con la durabilidad para las armaduras pasivas conforme a la Norma EN 10080

Clase estructural	Requisito ambiental para $c_{min,dur}$ (mm)						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Figura 11. Fuente: Eurocódigo2.

En nuestro caso, con cemento adecuado y una vida útil de 50 años se tiene $S4-1 = S3$. De esta manera $c_{min, dur}$ será de 15 mm. Vemos que sacar el recubrimiento de la armadura es un proceso iterativo que depende del diámetro de la armadura.

Tolerancia del recubrimiento (Δc_{dev})

$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$ En general

$10 \text{ mm} \geq \Delta c_{dev} \geq 0 \text{ mm}$ Elem. prefabricados con control intenso

$10 \text{ mm} \geq \Delta c_{dev} \geq 5 \text{ mm}$ Elem. in situ con control intenso

➤ Si el encofrado se realiza con superficies irregulares, debe incrementarse el recubrimiento de tal forma que cumpla:

$c_{nom} \geq 40 \text{ mm}$ Encofrado contra el terreno preparado (i. el cegado)

$c_{nom} \geq 75 \text{ mm}$ Encofrado directamente contra el suelo



As min mecánico(Rotura frágil)	As,min	0.00147485
fct,m,fl	2.56496392	

Tabla 12. Fuente: propia Excel

fctm	2.56496392		
------	------------	--	--

Tabla 13. Fuente: propia Excel

4.3.1.3 Armadura mínima por fisuración

Área longitudinal mínima de tracción para control de la fisuración

$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$

$k_c = 0,4$
 $A_{ct} \approx \frac{h}{2} \cdot b$
Para vigas de sección rectangular y $N_{Ed}=0$

$A_{s,min} \cdot \sigma_s = 0.2 \cdot b \cdot h \cdot k \cdot f_{ct,m}$

$\sigma_s \leq f_{yk}$ la que se requiera por la limitación de la abertura de la fisura de acuerdo con el diámetro máximo de las barras o la separación máxima entre barras (ver transparencia siguiente)

$1 \geq k = 1 - (h - 300) \cdot 7 \cdot 10^{-4} \geq 0.65$ h en mm

$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \leq C50/60$; $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{ck} + 8)/10) > C50/60$

Figura 15. Fuente: Eurocódigo2. Apuntes Diseño Estructural de Cimentaciones

Sabiendo la abertura de fisura máxima podemos saber la tensión de las barras de acero

CLASE	Equivalente EHE-08	w_{max} [mm]
		Armado.
		Combinación cuasipermanente
X01, XC1 ⁽²⁾	I	0.40 ⁽¹⁾
XC11, XC21, XC31, XC41, XF11, XF3	IIa, IIb	0.30
XS11, XS2	IIIa, IIIb	0.20
XD11, XD21, XD3	IV	
XF21, XF4	F	
XA1	Qa	
XS3	IIIc	0.10
XA21, XA3	Qb, Qc	

Con la **armadura mínima** (Art. 7.3.2), la fisuración no es excesiva si se cumple:

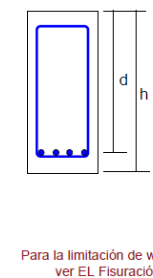
Si la fisuración es causada fundamentalmente por **coacciones** o por **cargas**

Tabla 7.2N	Diámetro máximo de la barra ϕ_s^1 (mm)		
Tensión del acero (σ_s)	$w_k=0.4$ mm	$w_k=0.3$ mm	$w_k=0.2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

¹ Para la elaboración de esta tabla se han supuesto los siguientes datos: $c=25$ mm; $f_{ct,eff}=2.9$ MPa; $f_{yk}=0.5$; $(h-d)/h=0.1$; $k_1=0.8$; $k_2=0.5$; $k_3=0.4$; $k=1$; $k_4=0.4$; $k_5=1$

Si la fisuración es causada por **cargas**

Tabla 7.3N	Separación máxima entre barras (mm)		
Tensión del acero (σ_s)	$w_k=0.4$ mm	$w_k=0.3$ mm	$w_k=0.2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-



Para la limitación de w_k ver EL Fisuración

Figura 16. Fuente: Eurocódigo2. Apuntes Diseño Estructural de Cimentaciones

Control por fisuración			
σ_s (MPa)	240		
k	0.65	As, min	0.001667227

4.3.2 Armadura calculada.

Para obtener la armadura por cálculo tendremos que obtener los esfuerzos más desfavorables en el terreno a partir de las reacciones de la estructura sobre el terreno.

Esfuerzo	X kn	Y kn	Z kn	Mx kn·m	My kn·m	Mz kn·m
Vmax	179.236	-2.68E-03	322.927	0.0175	403.3792	7.56E-04

Tabla 13. Fuente: propia Excel

- Tensiones en el terreno:
- Tendremos que ver las distribuciones tensionales en el terreno.

🔍 Cálculo de la distribución de presiones en el terreno

a) Distribución lineal de tensiones

No despega

Hipótesis: $\forall \sigma_i > 0$

Se cumple si $e^* = \frac{M^*}{N^*} \leq b/6$

$\sigma_1 = \frac{N^*}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M^*}{b^2 \cdot a}$

$\sigma_2 = \frac{N^*}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M^*}{b^2 \cdot a}$

Despega

$\sigma_{1max} = \frac{2 \cdot N^*}{3 \cdot (b/2 - e^*) \cdot a}$

Siendo $e^* = M^*/N^*$

Recomendación $e^* \leq b/3$
(Calavera (2000))

Art. 6.5.4 EN 1997-1:2004

Figura 17. Fuente: Apuntes Diseño Estructural de Cimentaciones

$$M' = M + V \cdot 1.5 - N \cdot 1.32 = 403.78 + 179.24 \cdot 1.5 - 323 \cdot 1.32 = 246.3 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

$$N' = N + P_p = 323 + 90 = 413 \text{ kn}$$

$$V' = V = 179.24 \text{ kn}$$

1º Hipótesis, no despega.



$$e' = \frac{M'}{N'} = \frac{246.3}{413} = 0.59 > \frac{b}{6} = 0.5m$$

$$\sigma_1 = \frac{N'}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M'}{b^2 \cdot a} = \frac{413}{1.5 \cdot 3} + \frac{6 \cdot 246.3}{3^2 \cdot 1.5} = 201.15 \frac{kn}{m^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N'}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M'}{b^2 \cdot a} = \frac{323}{1.5 \cdot 3} - \frac{6 \cdot 246.3}{3^2 \cdot 1.5} = -17.7 \frac{kn}{m^2}$$

2º Hipótesis, despegas.

$$e' = \frac{M'}{N'} = \frac{246.3}{413} = 0.59 \leq \frac{b}{3} = 1$$

$$\sigma_{1max} = \frac{2N'}{3 \cdot \left(\frac{b}{2} - e'\right) \cdot a} = \frac{2 \cdot 413}{3 \cdot \left(\frac{3}{2} - 0.59\right) \cdot 1.5} = 201.71 \frac{kn}{m^2}$$

Cumple la recomendación de Calavera.

Nos centraremos en esfuerzos en las secciones más desfavorables de la zapata y calcular una armadura que los resista

- Esfuerzos en las secciones más desfavorables.

Según la EHE-08 tendremos que calcular los esfuerzos en las secciones más conflictivas

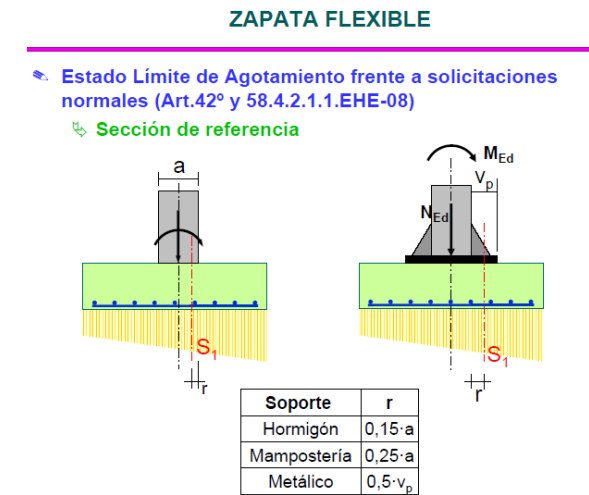


Figura 18. Fuente: Apuntes Diseño Estructural de Cimentaciones

Haciendo un corte por la sección S1 y haciendo equilibrio de fuerzas en esa sección obtenemos un cortante y un momento prácticamente iguales a los esfuerzos del pilar, ya que es una zapata de medianería.

Para la obtención de la armadura calculada se ha seguido el siguiente procedimiento, programado en una hoja excel

1) Obtención de la fibra neutra de la sección de hormigón

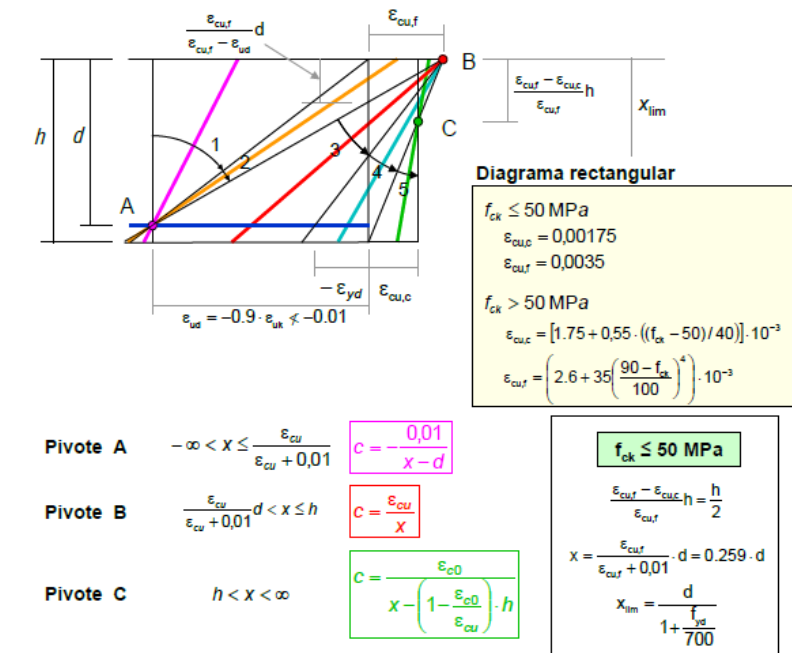




Figura 19. Fuente: Apuntes Diseño Estructural de Cimentaciones

2) Calcular el axil y momento último que agota la sección

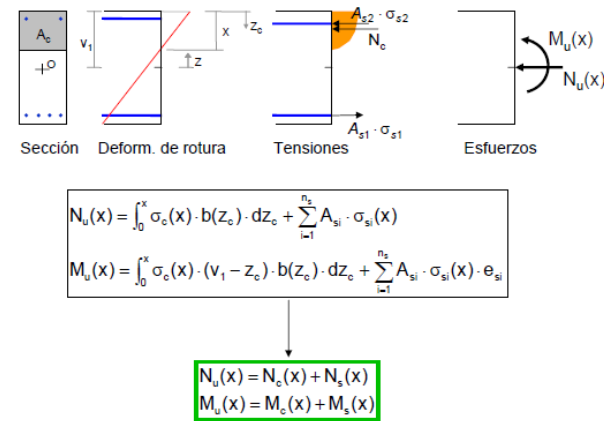


Figura 20. Fuente: Apuntes Diseño Estructural de Cimentaciones

3) Zona de dimensionamiento.

Normalmente la zona de dimensionamiento es la C o D en nuestro caso dimensionamos para zona C, donde solo es necesaria la armadura inferior de tracción.

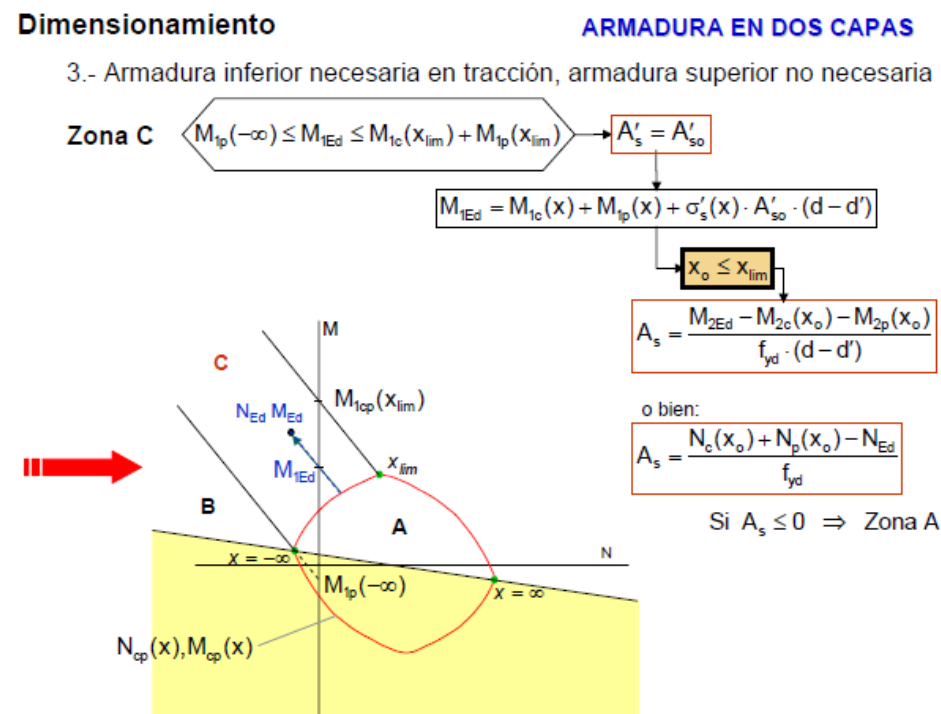


Figura 21. Fuente: Apuntes Diseño Estructural de Cimentaciones

Adicionalmente se le suma una armadura por cortante, como incremento de tracción en las armaduras longitudinales, al distribuirse el cortante con la inclinación de las bielas de compresión. Esta armadura por cortante también puede calcularse decalando la ley de momentos.

(3) Incremento de tracción en armaduras longitudinales

$$\Delta F_{td} = \frac{V_{Ed}}{2} (\cot \theta - \cot \alpha) \xrightarrow[\alpha = 90^\circ]{\cot \theta = 1} \Delta F_{td} = \frac{V_{Ed}}{2}$$

Alternativamente: decalaje de la ley de momentos flectores a_i
desplazamiento horizontal de la ley de momentos flectores de valor a_i

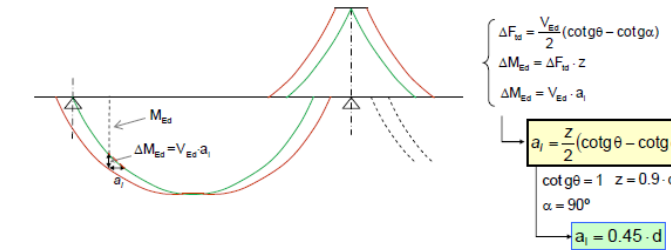


Figura 22. Fuente: Apuntes Diseño Estructural de Cimentaciones

En nuestro caso sí necesita armadura de cortante con los que habrá incremento por decalaje ya que no cumple la condición:

$$V_{ed} \leq V_{Rd,c}$$

$$179.24 > 116.85$$

No obstante, este tipo de cimentación no lleva armadura de cortante con lo que sumaremos este incremento a la armadura longitudinal de flexión.

4.3.3 Agotamiento frente a punzonamiento

1) Comprobación de resistencia máxima

$$V_{ed} = \frac{\beta \cdot V_{ed}}{U_o \cdot d} = \frac{1 \cdot 179.24}{1.08 \cdot 0.752} = 0.22 \text{ MPa} \leq V_{Rd,max} = 4.5 \text{ MPa}$$

Dónde



$$U_o = 2 * c + c_2 = 2 * 0.36 + 0.36 = 1.08$$

$$\beta = \frac{2 * c_1 + c_2}{U_o} = \frac{2 * 0.36 + 0.36}{1.08} = 1$$

2) Comprobación sin armadura de punzonamiento

$$V_{ed} = \frac{\beta * V_{Ed, Rd}}{U_i * d} \leq V_{Rd, c} = \frac{0.18}{\gamma_c} * k * (100 * \rho * f_{ck})^{\frac{1}{3}} * 2 * \frac{d}{a} \geq V_{min} * 2 * \frac{d}{a}$$

2.1) Para a=d=0.752m

Dónde:

$$V_{Ed, Rd} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}$$

$$V_{Ed, Rd} = 179.24 - 21.63 = 157.6 \text{ Kn}$$

$$\Delta V_{Ed} = \sigma_t * A_{ui} = 72.12 * 4.65 = 21.63$$

$$\sigma_t = \frac{181.24 - 37}{2} = 72.12 = \text{tensión media del terreno}$$

$$\Delta U_i = \frac{\pi}{2} * 0.572^2 + 3 * 0.752 * 0.36 + 0.36 * 0.36 = 4.65 \text{ m}^2$$

$$U_i = (0.752 * (0.752 * 2 + 0.36)) + (0.36 * (0.752 + 0.36)) = 2.07 \text{ m}^2$$

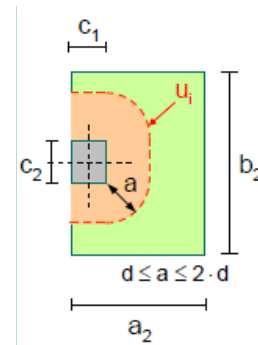
Así pues:

$$V_{ed} = \frac{1 * 157.6}{2.07 * 0.752} = 101.24 \leq 233.7$$

2.2) Para a=2d=1.54m

No hay que comprobarlo ya que es mayor que la anchura de la zapata

A continuación se muestra los cálculos intermedios del proceso de obtención de la armadura calculada. Anteriormente se ha mostrado brevemente el proceso de cálculo con el que se ha programado este hoja Excel.





ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN HANGAR EN EL AERÓDROMO DE EL REBOLLAR. REQUENA
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA. ETSICCP



Geometría					
Elemento	b(m)	h(m)	φ(mm)	d(m)	d'(m)
Zapata	1.5	0.8	16	0.752	0.05

Esfuerzos			
Peso propio		Accion Variable	
N(Kn)		N(Kn)	
V(Kn)		V(Kn)	
M(Kn-m)		M(Kn-m)	

Combinación de acciones			
E.L.S		E.L.U.	
Característica	Frecuente	Cuasi-permanete	Persistente - transitor
Nmax	0	Nmax	0
Vmax	Vmax	Vmax	0
Mmax	Mmax	Mmax	0
Nmin	Nmin	Nmin	Nmin
Vmin	Vmin	Vmin	Vmin
Mmin	Mmin	Mmin	Mmin

Materiales									
fck(MPa)	fyk(MPa)	Es(MPa)	Nivel de control	Tipo	TMA	Ambiente	fcd(MPa)	fyd(MPa)	Ec (Mpa)
25	500	200000	Normal	General	20	XC2	16.66666667	434.782609	31475.8062

Recubrimiento de la armadura			
	Traccionada	Comprimida	Arm transversal
Cmin,b	16	16	16
Cmin,dur	15	15	15
ΔCdur,y	0	0	0
ΔCdur,st	0	0	0
ΔCdur,add	0	0	0
Cmin(mm)=	16	16	16
ΔCdev(mm)=	10	10	10
Cnom(mm)=	40	26	40
Cmec(mm)=	48	50	48

Cuantia minima geométrica			
ρ	0.00084	As,min	0.001008

Control por fisuracion			
σs(MPa)	240		
k	0.65	As, min	0.001667227
fctm	2.56496392		

E.L. solicitaciones normales			
Datos previos		Zona de dimensionamiento	
λ	0.8	Xlim	0.46387739 m
η	1	M1cd(Xlim)	5255.25812 Kn·m
ecu,c	0.00175	M2cd(Xlim)	-1257.5805 Kn·m
ecu,f	0.0035	Nc(Xlim)	9277.54789 Kn
d(m)	0.752	Nc(-∞)	0 Kn
d'(m)	0.05	M1c(-∞)	0 Kn·m
σ'(MPa)	434.782609	M2c(-∞)	0 Kn·m
		Nc(∞)	20000 Kn
Comprobación de borde		M1c(∞)	7040 Kn·m
Curvatura	C>0	M2c(∞)	-7000 Kn·m
		M1Ed(x)	517.396 Kn·m
		M2Ed(x)	290.65 Kn·m
Zona	C	Criterio	A's=0
A's(m2)	0	M1c(X)	403.7 para C
As(m2)	0.00086963	M1(Xlim)	5255.25812 pada D
As,final(m2)	0.00107548	A	-8000 X2
Nº redondos	5	B	15040 X1
		C	-517.396 X0
A's min (m2)	0.001008	X1	0.03505497 m
φ'(mm)	16	X2	1.84494503 m
Nº redondos	7	X	0.03505497 m
		Nc(x)	701.099481 Kn

E.L. solicitaciones tangenciales			
Resultados		Cálculos	
Ved	179 Kn	K	1.515710623
VRd,c	116.853335 Kn	ρ	0.000770948
NECESITA ARMADURA DE CORTANTE		d(m)	0.752
Agotamient por compresion en alma		Vmin	0.466513752
αcw	0	V	0.466513752
fywk (MPa)	434.782609	Agotamiento por tracción el el alma	
α	90	Vrd,s (Kn)	179
V1	0.54	ROTURA DÚCTIL	
fcd (MPa)	16.6666667	Armadura mínima cortante (transversal)	
bw,nom (m)	1.5	Asw,min/s (m2/m)	0.001025986
z (m)	0.6768	Número de ramas	5
VRd,max(θ)	9136.8	Diametro minimmo dispuesto	16
VRd, max(cotgθ=2.5)	3150.62069	Asw dispuesto(m2)	0.00100531
VRd, max(cotgθ=1)	4568.4	Separación longitudinal máxima (m)	0.2256
η	0.0195911	Separación transversal máxima (m)	0.5
α	90	Separación longitudinal mínima (m)	0.979847749
A	0.0195911	Separacion final(cm)	50
B	-1	A disponer (m2/m)	0.002010619
C	1	Armadura dispuesta	3φ8/20
Cotg(θ)1	43.8990968	Decalaje	
Cotg(θ)1	7.14447867	Para interacción momento_axil	
Cotg(θ)	2.5	ΔFtd (Kn)	89.5
Asw/s	0.24332151 mm2/mm	ΔAs (m2)	0.00020585
VRd,max	4.5	As final	0.001075479



E.L Servicio fisuración									
Limitaciones tensionales					Cálculo de Mfis				
Fisuras longitudinales	$\sigma_{c,max}$ (MPa)	15	CUMPL E		fctm (MPa)	2.56496392			
	$\sigma_{s,max}$ (MPa)	-400	CUMPL E		lb (m ⁴)	0.064			
Wmax (mm)	0.2				Mfis (Kn·m)	2	No fisura		
Características de la sección fisurada					Control de la fisuración				
As dispuesta (m2)	0.00100531	A	0.75	pp,eff	0.00558505	K ₁	0.8		
A's dispuesta (m2)	0.001407434	B	0.013923346	hc,eff (m)	0.12	K ₂	0.5		
n	6.35408664	C	-0.00518042	fct,eff (MPa)	2.56496392	ϕ_{eq} (m)	0.016		
If (m ⁴)	0.00314331	X _i	0.074344241	Kt	0.4	c (m)	0.056		
$\sigma_{c,max}$ (MPa)	0	X _i	0.092908702	σ_s (MPa)	0	Separación	0.32		
$\sigma_{s,max}$ (MPa)	0	Profundidad F.N	X (m)	[esm-ecm]	0.00022	Sr,max (m)	0.6774141		
					0.14903110				
					8		CUMPLE		

Tabla 14. Fuente: propia Excel

Resumiendo, las armaduras calculadas y mínimas a flexión son:

	Armadura calculada			Armadura mínima			A disponer	Dispuesta	
	Flexión	Cortante	Total	Mecánico	Geométricos	Control fisuración			
As, compresión	-	-	-	-	-	-	-	-	-
As, tracción	8.67E-04	2.06E-04	1.08E-03	1.48E-03	-	1.68E-03	1.68E-03	0.00180956	9φ16
As ,total	8.67E-04	2.06E-04	1.08E-03	1.48E-03	-	1.68E-03	1.68E-03	0.00180956	9φ16

Tabla 15. Fuente: propia Excel

4.3.4 Armadura de reparto

La armadura de reparto, es decir, la transversal a la longitudinal, debe cubrir con un canto útil d' un momento igual al 20% de la longitudinal.

Según art 9.3.1.1 EN 1992-1-1:2004

$$U's 20\% U_s$$

$$U's \approx 0.2 * 1.68E - 03 = 3.36E - 04$$

$$5\phi 10 = 3.927E - 04 m^2$$

No obstante, deberemos disponer los mínimos en esta sección, que son más restrictivos que el artículo anterior. Suponiendo un diámetro de barra de 16 mm:

Cuantía mínima geométrica		
ρ	0.00084	As,min 0.002016

Control por fisuración			
σ_s (MPa)	240		
k	0.65	As, min	0.003334453
fctm	2.56496392		

As min mecánico(Rotura frágil)		
fct,m,fl	2.56496392	As,min 0.002949709

Tabla 16. Fuente: propia Excel

$$As,min = 0.00333 m^2 = x * \pi * 0.008^2$$

$$X \approx 17$$

Solución para la armadura de reparto es 17φ16



$$\frac{125.6}{10} = 12.6 \text{ cm} \quad 1.6 \text{ cm} < 12.6 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

4.3.5. Disposición del armado

4.3.5.1. Separaciones máximas y mínimas

Las separaciones máximas vienen recogidas en la tabla 7.3N del Art 7.3.2

En esta se muestra la separación máxima de la armadura pasiva en función de la abertura de fisura máxima permitida, siendo $w_k=0.3\text{mm}$

Tabla 7.3N Tensión del acero (σ_s)	Separación máxima entre barras (mm)		
	$w_k=0.4 \text{ mm}$	$w_k=0.3 \text{ mm}$	$w_k=0.2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Figura 22. Fuente: Apuntes Diseño Estructural de Cimentaciones

Sabiendo que los fi 16 que tenemos como armadura longitudinal a flexión soportan una tensión máxima σ_s de 240 MPa y la máxima abertura de fisura permitida es de 0.3mm, vemos en la tabla que la separación máxima a la que pueden estar nuestras barras es de 20cm para evitar la fisuración.

Las separaciones mínimas vienen recogidas en el Art 8.2. La distancia libre entre dos barras consecutivas de armadura pasiva longitudinal es el mínimo entre:

- 1) $\Theta b = 16\text{mm}$
- 2) $1.25 \text{ TMA} = 1.25 \cdot 20 = 25\text{mm}$
- 3) 20mm

En nuestro caso tenemos 9 Φ 12 en una sección de 1.5*0.8m. Quitando los recubrimientos y los diámetros de las barras:

$$150 - 5 \cdot 2 - 1.6 \cdot 9 = 125.6 \text{ cm}$$

Dividiendo entre el número de espacios entre barras, vemos que cumple nuestra separación:

4.3.5.2 Longitudes de anclaje y solape

Todas las longitudes en nuestra cimentación son de anclaje ya que no hay que dejar esperas para los pilares al tener la placa base.

La longitud de anclaje sirve para anclar los extremos de las barras corrugadas en el hormigón, debido a la fuerza de tracción F_s por el efecto de las fisuras inclinadas.

- Longitud de básica de anclaje

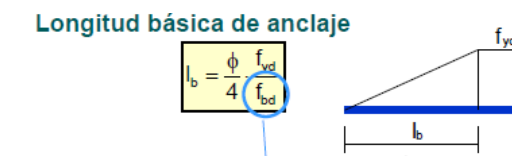


Figura 23. Fuente: Apuntes Diseño Estructural de Cimentaciones

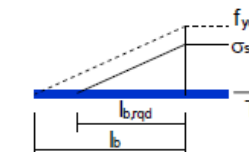
$$L_b = \frac{\Theta}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bdd}} = \frac{16}{4} \cdot \frac{434.78}{2.688} = 647 \text{ mm}$$

$$F_{bdd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1.19 = 2.688$$

Dónde:

$$f_{ctd} = 0.7 \cdot \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = 0.7 \cdot \frac{2.56}{1.5} = 1.19 \text{ MPa}$$

- Longitud requerida de anclaje



$$L_{b,rqd} = L_b \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} = 647 \cdot \frac{1.68}{1.81} = 600 \text{ mm}$$



- Longitud básica de anclaje

$$Lbd = \beta * Lb, rqd = 0.7 * 600 = 420cm$$

4.4 Solución de la cimentación

Armadura de la cimentación							
r,mec, trac (m)	r,mec, comp (m)	Longitudinal				De reparto	
		Superior		Inferior		Inferior	
		Número	Diámetro	Número	Diámetro	Número	Diámetro
0.048 ≈ 0.05	-	-	-	9	16	17	16

Tabla 17. Fuente: propia Excel

En el apartado de los planos se detallará la disposición de la armadura pasiva de la cimentación.

5. Losa interior de rodadura

A continuación se muestran los cálculos básicos para la obtención de la armadura de la losa del hangar. Esta losa será sobre la que se desplacen las aeronaves en el interior del hangar.

Según el Eurocódigo 2 de proyectos de hormigón, el cálculo de la armadura mínima se la losa se realiza conforme al artículo 9.2.1.1. Este artículo es el mismo que para las vigas, Así pues podemos decir que la losa se considera como una viga de ancho infinito.

5.1 Cálculo de las cuantías mínimas de armado

Para el cálculo de los mínimos supondremos una losa de 30 cm de espesor sobre una sección de un metro para tener la armadura mínima por metro.

Deberán disponerse juntas cada 6 metros, obteniendo cuadrados de 6*6 metros en la superficie de todo el hangar.

La obtención de los mínimos se ha mostrado anteriormente. A continuación se muestran las cuantías por metro

NOTA: para el cálculo de los mínimos por fisuración se ha supuesto un diámetro de barra de 12 mm y HA-30.

5.2 Armadura de reparto.

Cuantía mínima geométrica		
ρ	0.00084	As,min 0.000252

Control por fisuración			
σ_s (MPa)	280		
k	1	As, min	0.000620672
fctm	2.896468154		

As min mecánico(Rotura frágil)		
fct,m,fl	3.7654086	As,min 0.000541277

Según art 9.3.1.1 EN 1992-1-1:2004

Tabla 18. Fuente: propia Excel

$$U's \geq 20\% U_s$$

$$U's \approx 0.2 * 5.4E - 04 = 2.75E - 04$$

$$4\phi 10 = 3.14E - 04 m^2$$

5.3 Solución de la losa

Armadura de la losa							
r,mec, trac (m)	r,mec, comp (m)	Longitudinal (por metro)				De reparto (por metro)	
		Superior		Inferior		Inferior	
		Número	Diámetro	Número	Diámetro	Número	Diámetro
0.045	0.05	4	10	5	12	4	10

Tabla 19. Fuente: propia Excel

Como vemos en la tabla, las separaciones entre las barras son demasiado grandes y no cumplen las separaciones máximas.

Por motivos de comodidad y eficacia a la hora de construir la losa, dispondremos unas mayas electrosoldadas normalizadas que cumplan las cuantías de armado requeridas en nuestra losa.

Viendo prontuarios de mayas normalizadas:



Forma de solapar

A)

B)

C)

CÓDIGO	TIPO DE MALLA	ESTRUCTURA DEL PANEL			PESOS		PAQUETE	
		NUMERO DE VARILLAS		HUECO DE AHORRO	DEL PANEL Kg.	POR m ² Kg.	UDS.	PESO Kg.
		LONGITUDINALES	TRANSVERSALES					
C-1505	15x15 Ø 5-5	13	40	30	25,564	1,937	60	1.534
C-2005	20x20 Ø 5-5	9	30	40	18,480	1,400	80	1.478
C-1506	15x15 Ø 6-6	13	40	30	36,852	2,792	40	1.474
C-2006	20x20 Ø 6-6	9	30	40	26,640	2,018	55	1.465
C-1508	15x15 Ø 8-8	13	40	30	65,570	4,967	25	1.639
C-2008	20x20 Ø 8-8	9	30	40	47,400	3,591	30	1.422
C-1510	15x15 Ø 10-10	13	40	30	102,422	7,759	15	1.536
C-2010	20x20 Ø 10-10	9	30	40	74,040	5,609	20	1.481
C-1512	15x15 Ø 12-12	13	40	30	147,408	11,167	10	1.474
C-2012	20x20 Ø 12-12	9	30	40	106,560	8,073	15	1.598
R-2005	20x30 Ø 5-5	9	20	40	15,092	1,143	100	1.509
R-1505	15x30 Ø 5-5	13	20	30	18,788	1,423	80	1.503
R-1506	15x30 Ø 6-6	13	20	30	27,084	2,052	55	1.490
R-1508	15x30 Ø 8-8	13	20	30	48,190	3,651	30	1.446
R-1510	15x30 Ø 10-10	13	20	30	75,274	5,703	20	1.505
R-1512	15x30 Ø 12-12	13	20	30	108,336	8,207	15	1.625

Figura 24. Fuente: Prontuario OMNIA S.L.

La geometría de las mallas electrosoldadas son de 6 metros de largo por 2.2 de ancho. Las longitudes de solape viene ya consideradas en la maya electrosoldada. Como las juntas de nuestra losa forman cuadrados de 6* 6 metros necesitaremos 3 mayas para cada porción delimitada por las juntas.

- Para la armadura inferior de nuestra losa hemos elegido la maya 15 x 15 φ 12-12. Esto es barras corrugadas de 20 mm cada 15 cm.

Como nuestro cálculo es por metro, tendremos 6.66 φ 12 cada metro.

$$As = 6 * \pi * 0.006^2 = 6.786 \text{ cm}^2 > 6.2 \text{ cm}^2$$

Suponiendo una capa de hormigón de limpieza, el recubrimiento nominal será de 4 cm

- Para la armadura superior de la losa tendremos que superar la armadura mínima geométrica. Por este motivo elegiremos un mallazo de 15 x 15 φ 8 – 8

$$As = 6 * \pi * 0.004^2 = 3.016 \text{ cm}^2 > 2.52 \text{ cm}^2$$

El recubrimiento de la armadura superior será de 5 cm. Para garantizar su durabilidad

6. Viga de atado de la cimentación

Tal y como cita en el Código Técnico de la Edificación, las zapatas que forman la cimentación deben estar unidas para solidarizar los esfuerzos.

En este hangar, se “atarán” las zapatas formando un perímetro alrededor de todo en hangar. Esta viga de atado irá directamente cimentada contra en terreno. Su sección será de 0.4 metros de ancho y 0.6 de canto.

6.1 Cálculo de las cuantías mínimas de armado.

Cuantía mínima geométrica		
p	0.00084	As,min 0.0002016

Control por fisuración			
σs(MPa)	280		
k	0.79	As, min	0.000347369
fctm	2.56496392		

As min mecánico(Rotura frágil)		
fct,m,fl	2.56496392	As,min 0.000294971

Tabla 20. Fuente: propia Excel

- Armadura longitudinal inferior 3φ12

$$As = 3 * \pi * 0.006^2 = 3.393 \text{ cm}^2 \geq 3.347 \text{ cm}^2$$

- Armadura longitudinal superior 3φ12

$$As = 3 * \pi * 0.006^2 = 3.393 \text{ cm}^2 \geq 2.95 \text{ cm}^2$$

La separación es de:

$$s = \frac{40\text{cm} - 2 * 3.5\text{cm}}{2} = 15 \text{ cm}$$

6.2. Armadura de cortante

Según el artículo 9.2.2 la cuantía mínima de armadura transversal es:

$$\frac{Asw,min}{s} \geq \frac{fctm * bw * sen\alpha}{7.5 * fyk}$$

Armadura mínima cortante (transversal)



Asw,min/s (m2/m)	0.000273596
Número de ramas	2
Diámetro mínimo dispuesto	8
Asw dispuesto(m2)	0.000100531
Separación longitudinal máxima (m)	0.1662
Separación transversal máxima (m)	0.41
Separación longitudinal mínima (m)	0.367442906
Separación final(cm)	30
A disponer (m2/m)	0.000335103
Armadura dispuesta	2φ8/30

Tabla 21. Fuente: propia Excel

6.3. Solución de la viga de atado

Armadura de la losa								
r,mec, trac (m)	r,mec, comp (m)	Longitudinal (por metro)				Transversal		
		Superior		Inferior				
		Númer o	Diámetr o	Númer o	Diámetr o	Rama s	Diámetr o	separación
0.075	0.05	3	12	3	12	2	8	30