

Sumari annex B

B.1. CARACTERÍSTIQUES DELS MATERIALS UTILITZATS.....	3
B.1.1. Característiques del formigó	3
B.1.2. Característiques de l'armat	3
B.2. CÀLCUL SABATES	5
B.2.1. Dades inicials	5
B.2.2. Comprovació de la tensió admissible del terreny	6
B.2.3. Comprovació a bolcada de la sabata.....	7
B.2.4. Comprovació a lliscament de la sabata	8
B.2.5. Càlcul de l'armat necessari	8
B.2.6. Longituds d'ancoratge	10
B.2.7. Esquema armat.....	11
B.3. BIGUES DE LLIGAT	12





ANNEX B CÀLCUL DELS FONAMENTS DE L'ESTRUCTURA

B.1. CARACTERÍSTIQUES DELS MATERIALS UTILITZATS

B.1.1. Característiques del formigó

Especificacions del formigó utilitzat en la fonamentació segons l'EHE08:

- El formigó serà tipus HA25, formigó armat $f_{ck}=25\text{kN/mm}^2$
- La classe d'exposició ambiental del formigó: IIa. (classe normal, humitat alta) segons la taula 8.2.2 de la instrucció EHE08.
- El tipus de ciment: CEM I
- Consistència: Tova
- La màxima relació aigua /ciment per formigó armat i ambient IIa: 0,60
- Mínim contingut en ciment per formigó armat i ambient IIa: 275kg/m^3

B.1.2. Característiques de l'armat

Per l'armat de la fonamentació s'utilitzaran barres d'acer corrugades B500S, amb un límit elàstic de $f_{yk}=500\text{N/mm}^2$. Les barres de diàmetres menors a 12 no s'utilitzaran ja que per a fonamentacions és recomanable no utilitzar diàmetres petits ja que es podrien veure afectats per la corrosió.

Els recobriments mínims necessaris segons la taula Fig. B.1.2.1 en aquest cas seran de 50 mm.

Tabla 37.2.4.1.a Recubrimientos mínimos (mm)
para las clases generales de exposición I y II

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón [N/mm^2]	Vida útil de proyecto (t_p), (años)	
			50	100
I	Cualquiera	$f_{ck} \geq 25$	15	25
II a	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	15	25
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
II b	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	35
		$f_{ck} \geq 40$	20	30

Fig. B.1.2.1 Recobriments mínims per ambients I i II segons la EHE08



Tabla 37.2.4.1.c Recubrimientos mínimos para las clases específicas de exposición

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón [N/mm ²]	Vida útil de proyecto (t _e), (años)	
			50	100
H	CEM III	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	50
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cemento	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	35
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
F	CEM I /A-D	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	50
		$f_{ck} \geq 40$	15	35
	CEM III	$25 \leq f_{ck} < 40$	40	75
		$f_{ck} \geq 40$	20	40
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	40
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
E ⁽¹⁾	Cualquiera	$25 \leq f_{ck} < 40$	40	80
		$f_{ck} \geq 40$	20	35
Qa	CEM III, CEM IV, CEM II/B-S, B-P, B-V, A-D u hormigón con adición de microsílíce superior al 6% o de cenizas volantes superior al 20%	-	40	55
	Resto de cementos utilizables	-	*	*
Qb, Qc	Cualquiera	-	(2)	(2)

⁽¹⁾ Estas situaciones obligarían a unos recubrimientos excesivos

Fig. B.1.2.2 Recobriments mínims per classes específiques d'exposició segons la EHE08

$$r_{\text{nom}} = r_{\text{min}} + \Delta r = 40\text{mm} + 10\text{mm} = 50\text{mm}$$

$$\Delta r = 10\text{mm per control normal}$$



B.2. CÀLCUL SABATES

B.2.1. Dades inicials

La sabata que s'estudiarà en aquest apartat i els següents és la corresponent al pilar N48, els esforços que transmet el pilar a la sabata són els següents:

$$R_x = 0,293 \text{ kN}$$

$$R_y = 72,89 \text{ kN}$$

$$R_z = 384,53 \text{ kN}$$

$$M_x = 58,87 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cal recalcar que en el càlcul de fonamentacions s'utilitzen els esforços transmesos per l'estructura sense majorar, en canvi es minoren les tensions admissibles en el terreny.

Es busca treballar amb sabates rígides, d'aquesta manera la distribució de pressions sota la sabata s'acosta més a una llei plana. Segons la EHE08 es considera una sabata com a rígida quan el vol v , en la direcció de major vol, sigui menor o igual a dues vegades el cantell ($v \leq 2h$). També s'ha de tenir en compte la longitud d'ancoratge dels pern de les plaques d'ancoratge. Si es considera un cantell de 120 cm el vol haurà de ser com a màxim de 240 cm. També cal tenir en compte la longitud dels pern d'ancoratge de les plaques d'ancoratge dels pilars que per al cas del pilar estudiat tenen una longitud de 100cm.

Per tant es comença el càlcul suposant una sabata de cantell 120 cm, 10 cm de formigó de neteja i unes dimensions de 400cmx310cm.

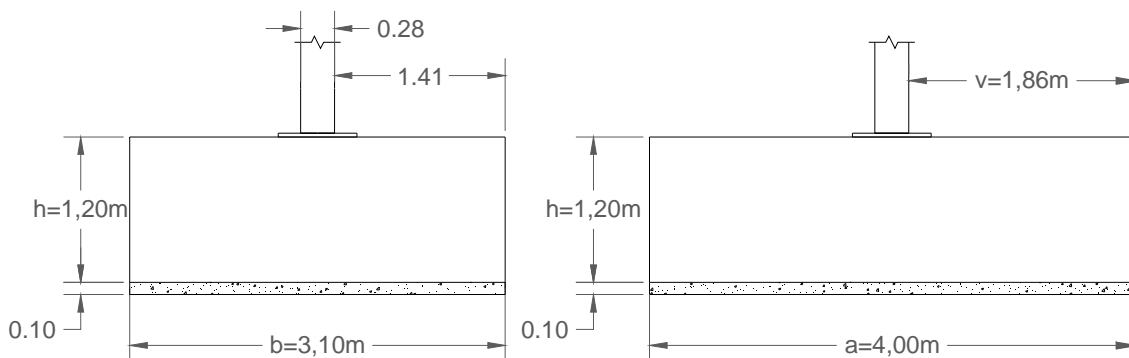


Fig. B.2.1.1 Esquema del predimensionat d'ela sabata



Les sol·licitacions de la base de la sabata al terreny serà:

$$M_t = M_{ed} + H \cdot h = 58,87kN \cdot m + 72,89kN \cdot 1,2m = 146,3kN \cdot m \quad [\text{Eq. 1}]$$

$$H_t = 72,89kN \quad [\text{Eq. 2}]$$

$$N_t = N_{ed} + P = 384,53kN + 403,00kN = 787,5kN \quad [\text{Eq. 3}]$$

On P és el pes propi de la sabata, que tenint en compte 10 cm de formigó pobre:

$$P = a \cdot b \cdot h \cdot \rho_{\text{formigó}} = 403kN \quad [\text{Eq. 4}]$$

B.2.2. Comprovació de la tensió admissible del terreny

Calculem l'excentricitat de les forces:

$$e = \frac{M_t}{N_t} = \frac{146,3kN}{787,5kN} = 0,185m \leq \frac{a}{6} = 0,20m \quad [\text{Eq. 5}]$$

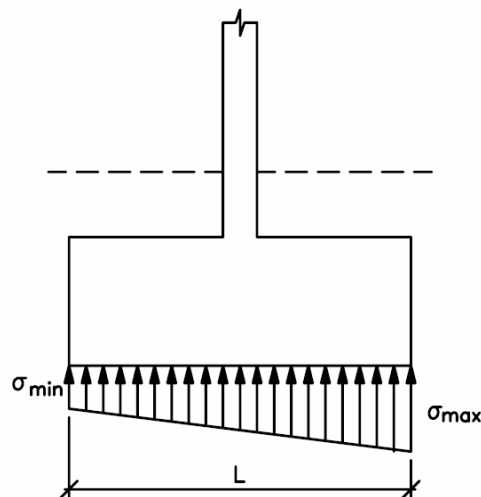


Fig. B.2.2.1 Distribució de tensions a la sabata

Amb una excentricitat menor a $a/6$ la distribució de tensions sobre el terreny es pot considerar un repartiment trapezoidal de les tensions sobre el terreny, amb una zona comprimida i l'altra traccionada. La tensió màxima del terreny ve donada per la següent expressió obtinguda d'aplicar l'equilibri de tensions sota la hipòtesi que no hi ha tracció entre el formigó i el terreny:



$$\sigma_{m\grave{a}x} = \frac{N}{a \cdot b} \left(1 + \frac{6e}{a} \right) = \frac{787,5kN}{4m \cdot 3,1m} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,2m}{4m} \right) = 82,56kN / m^2 \quad [\text{Eq. 6}]$$

$$\sigma_{m\grave{i}n} = \frac{N}{a \cdot b} \left(1 - \frac{6e}{a} \right) = \frac{787,5kN}{4m \cdot 3,1m} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,2m}{4m} \right) = 44,46kN / m^2 \quad [\text{Eq. 7}]$$

Es comprova que la sabata no s'enfonsa:

$$\sigma_{m\grave{a}x} = 82,56kN / m^2 \leq 1,25\sigma_{adm} = 438kN / m^2 \checkmark \quad [\text{Eq. 8}]$$

$$\frac{\sigma_{m\grave{a}x} + \sigma_{m\grave{i}n}}{2} = 63,51kN / m^2 \leq \sigma_{adm} = 350kN / m^2 \checkmark \quad [\text{Eq. 9}]$$

B.2.3. Comprovació a bolcada de la sabata

Degut a que la fonamentació de la nau industrial pateix esforços horitzontals deguts a l'acció del vent cal comprovar que aquests esforços no faran bolcar el fonament. Així doncs es té que:

$$\frac{M_E}{M_{volc}} = \frac{(N + P)a}{(M + H \cdot z)} \geq \gamma_E \quad [\text{Eq. 10}]$$

On:

γ_E és 1,8 per a accions desestabilitzadores en la bolcada segons la taula 2.1 del DB-SE-CIMENTACIONES.

$$\frac{M_E}{M_{volc}} = \frac{787,5kN \cdot 4m}{146,3kN \cdot m} = 21,53 \geq \gamma_E = 1,8 \checkmark \quad [\text{Eq. 11}]$$



B.2.4. Comprovació a lliscament de la sabata

En general cal comprovar que les sabates no lliscaran, la taula 2.1 del DB-SE-CIMENTACIONES estableix un coeficient de seguretat mínim de 1,5.

$$\gamma = \frac{N_t}{H} = \frac{787,5kN}{72,89kN} = 10,80 \geq 1,5$$

B.2.5. Càlcul de l'armat necessari

El dimensionat de l'armadura necessària en sabates rígides es pot fer mitjançant el mètode de les bieles i tirants, el model utilitzat per a sabates rígides és el mostrat a la Fig. B.2.5.1 extreta de la norma EHE08. Les línies discontinües corresponen a esforços de compressió i les contínues a esforços de tracció.

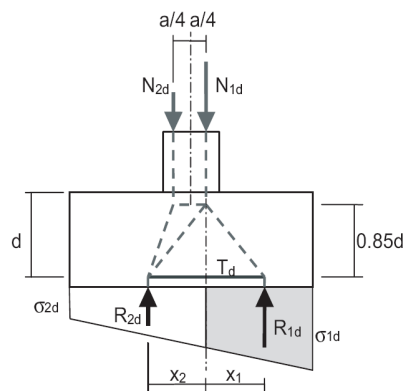


Fig. B.2.5.1 Model per al càlcul d'una sabata rígida (font: EHE08)

L'armadura principal de la sabata ha de resistir la tensió T_d , que resulta:

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85_d} (x_1 - 0,25a) = A_s f_{yd} \quad [\text{Eq. 12}]$$

On:

$$f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2 \text{ (40.2),}$$

R_{1d} : És la resultant de les tensions del trapezi ombrejat en l'ample de la sabata

x_1 : La distància al centre de gravetat del trapezi a la línia de càrrega N_{1d}

σ_{2d}, σ_{1d} : Obtingudes mitjançant només les carregues transmises per l'estructura.



La tensió σ_{2d} en aquest cas serà igual a 0, mentre que σ_{1d} serà la tensió corresponent a descomptar de la $\sigma_{m\grave{a}x}$ calculada anteriorment la tensió causada pel pes propi de la sabata:

$$\sigma_{1d} = \sigma_{m\grave{a}x} - \frac{N_{ed}}{ab} = 82,56kN/m^2 - \frac{384,53kN}{4m \cdot 3,1m} = 51,55kN/m^2 \quad [\text{Eq. 13}]$$

$$\sigma_{2d} = \sigma_{m\grave{i}n} - \frac{N_{ed}}{ab} = 44,46kN/m^2 - \frac{384,53kN}{4m \cdot 3,1m} = 13,45kN/m^2 \quad [\text{Eq. 14}]$$

Si apliquem semblança de triangles:

$$\frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{AX} = \frac{\sigma' - \sigma_{\min}}{AX - v} \rightarrow \sigma' = 60,84kN/m^2$$

$$\sigma_1 = \sigma_{\min} + \sigma' = 44,46kN + 60,84kN = 105,30kN/m^2$$

El vol de la sabata:

$$v = \frac{4m - 0,28m}{2} = 1,72m \quad [\text{Eq. 15}]$$

Amb aquesta tensió obtenim la força R_{1d} i la distància x_1 :

$$R_{1d} = \frac{\sigma_1 + \sigma_{1d}}{2} = 156,85kN \quad [\text{Eq. 16}]$$

$$x_1 = \frac{\left(\frac{a^2}{4} \frac{2\sigma_{1d} + \sigma_1}{6}\right) b}{R_{1d}} = \frac{\left(\frac{(4m)^2}{4} \frac{2 \cdot 51,55kN/m^2 + 105,30kN/m^2}{6}\right) 3,1m}{156,85kN/m^2} = 2,76m \quad [\text{Eq. 17}]$$

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} (x_1 - 0,25a) = \frac{156,85kN}{0,85 \cdot 1,15m} (2,76m - 0,25 \cdot 4m) = 282,43kN \quad [\text{Eq. 18}]$$

$$U = A_s f_{yd} = 282,43kN \rightarrow A_s = \frac{28.243N}{\frac{500}{1,15}} = 65,39mm^2 \quad [\text{Eq. 19}]$$



També s'han de complir les quanties mínimes:

Quantia geomètrica mínima $\rho=0,0018$

$$0,0018 \cdot 4000\text{mm} \cdot 3100\text{mm} = 2232\text{mm}^2$$

Quantia mecànica mínima:

$$A_s \geq 0,04 A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 3100\text{mm} \cdot 1200\text{mm} \cdot \frac{\frac{25\text{N} / \text{mm}^2}{1,5}}{\frac{500\text{N} / \text{mm}^2}{1,15}} = 5704\text{mm}^2$$

Cal doncs armar la sabata per quantia mecànica mínima. Es comprova que els 15Ø16 ($A_s=3015\text{mm}^2$) inferiors més els 15Ø16 ($A_s=3015\text{mm}^2$) superiors que ens suggereix el programa informàtic són correctes. El programa disposa d'armat a la part superior de la sabata ja que hi han combinacions de càrrega en que el pilar transmet un axil de tracció.

B.2.6. Longituds d'ancoratge

La longitud bàsica d'ancoratge (l_b), depenen de l'adherència de les barres i la seva posició en l'element. de les barres. Per al cas de l'armadura a flexió de les sabates es considera que estan en posició I (favorable).

La longitud neta d'ancoratge no podrà ser menor que:

- 10 ϕ ;
- 150 mm;
- la tercera part de la longitud bàsica d'ancoratge per barres traccionades i dos terços d'aquesta longitud per barres comprimides.

Per a barres en posició I:

$$l_{bl} = m\phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \phi$$

On:

m: és el coeficient numèric segons la taula 69.5.1.2.a de l'EHE.



Resistencia característica del hormigón (N/mm ²)	m	
	B 400 S B400SD	B 500 S B 500SD
25	1,2	1,5
30	1,0	1,3
35	0,9	1,2
40	0,8	1,1
45	0,7	1,0
≥50	0,7	1,0

Taula B.2.6.1 taula 69.5.1.2.a de l'EHE08

$$l_{bl} = 1,5 \cdot 16^2 = 384\text{mm} \leq \frac{500}{20} 16 = 400\text{mm}$$

La longitud mínima d'ancoratge és 384mm.

B.2.7. Esquema armat

Finalment doncs l'armat queda:

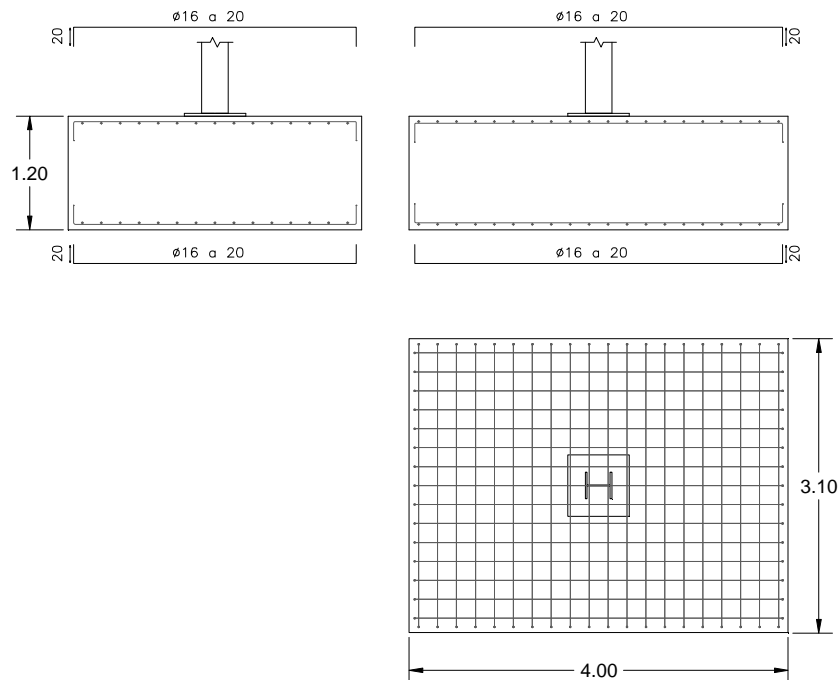


Fig. B.2.7.1 Esquema de l'armat de la sabata sota el pilar N157



B.3. BIGUES DE LLIGAT

Les bigues de lligat tot i no ser necessàries són molt recomanables, aquestes bigues tenen la missió de lligar la fonamentació enfront a esforços horitzontals (com podria ser el cas de sisme) i també evita el lliscament de les sabates. Es col·locaran de manera que totes les sabates quedin connectades almenys a dues sabates. Les bigues seran de secció quadrada, amb armadura simètrica i es dimensionaran segons les següents limitacions que recomana el llibre "Hormigón armado" de Jimenez Montoya:

$$a \geq \frac{l}{20} \leq 25cm \text{ (vinclament)}$$

$$A \cdot f_{yd} \geq 0,15 \cdot a^2 \cdot f_{cd} \text{ (per fissuració)}$$

Comprovem que la biga tipus C.3 (4ø20 i estreps ø8 a 24 cm) del projecte s'adequa a aquestes limitacions:

$$40cm \geq 30,64 \text{ (vinclament)}$$

$$547 \geq 545 \text{ (per fissuració)}$$



..

