

3. Proiectarea fundațiilor de suprafață izolate

3.1. Generalități

Fundațiile sunt elementele structurale ale unei construcții care au rolul de a prelua încărcările de la suprastructură și a le transmite terenului de fundare. Cele mai simple fundații sunt cele izolate sub stâlpi.

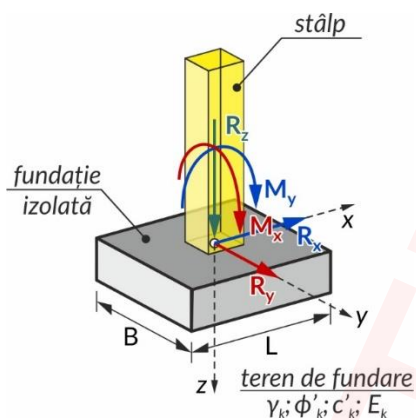


Figura 3.1 Eforturile transmise de stâlp unei fundații izolate

Pentru stâlpii din beton armat monoliți se folosesc fie fundații flexibile (Figura 3.1) fie fundații rigide (Figura 3.3).

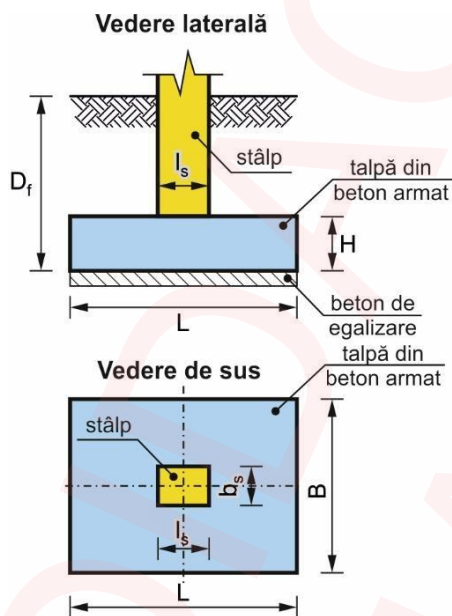


Figura 3.2 Fundație flexibilă de tip dală din beton armat de formă prismatică

În prezent, se preferă utilizarea fundațiilor flexibile datorită ușurinței de execuție și a costurilor reduse cu forța de muncă.

În general fundațiile izolate se realizează centrat față de stâlp, cu excepția cazurilor în care din cauza anumitor restricții de construire ele sunt realizate excentric ca în cazul fundațiilor realizate la limita de proprietate sau a unor construcții învecinate.

Pentru proiectarea fundațiilor izolate se parcurg următoarele etape:

- **predimensionarea** – se stabilește adâncimea de fundare (D_f) și se determină dimensiunile inițiale ale tălpii fundației: lățimea (B) și lungimea (L).



<https://i.pinimg.com/originals/e4/83/14/e483142215f6af1bfa911db87358f95e.jpg>

- **proiectare geotehnică** – verificarea fundației la starea limită ultimă (SLU) și la starea limită de serviciu (SLS). Dacă verificările nu sunt îndeplinite se modifică dimensiunile tălpii fundației și se refac verificările.
- **proiectarea structurală** – se aleg materialele folosite (clasa betonului și a armăturilor) și se stabilește înălțimea fundației (H pentru fundații flexibile respectiv H și h_c pentru fundații rigide) și armarea elementelor din beton armat (talpa pentru fundații flexibile și cuzinetul pentru fundațiile rigide).
- întocmirea planurilor de cofraj și armare.

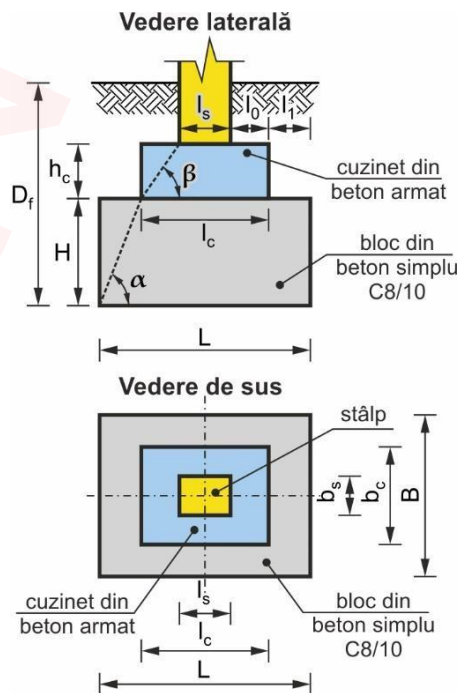


Figura 3.3 Fundație rigidă de tip bloc și cuzinet cu o treaptă

3.2. Predimensionarea fundației

3.2.1. Stabilirea adâncimii de fundare

Adâncimea de fundare este distanța măsurată de nivelul terenului (natural sau amenajat) până la baza fundației.

Stabilirea adâncimii de fundare a unei fundații se face ținând seama de:

- adâncimea la care apare un strat de pământ cu capacitate portantă adecvată;
- nivelul (nivelurile) apei (apelor) subterane și presiunea apei (apa cu nivel liber, apa sub presiune) în corelare cu problemele care pot să apară în timpul execuției sau în exploatare;
- adâncimea până la care se pot produce degradări ale pământului prin îngheț-dezghet;

Tabelul 3.1 Stabilirea adâncimii minime de fundare

Terenul de fundare	Adâncimea de îngheț H_i (cm)	Adâncimea apei subterane față de cota terenului natural (m)	Adâncimea minimă de fundare (cm)	
			Terenuri supuse acțiunii înghețului	Terenuri ferite de îngheț
Roci stâncoase	oricare	oricare	30...40	20
Pietrișuri curate, nisipuri mari și mijlocii curate	oricare	$H \geq 2,00$	H_i	40
		$H < 2,00$	$H_i + 10$	40
Pietriș sau nisip argilos, argilă grasă	$H_i \leq 70$	$H \geq 2,00$	80	50
		$H < 2,00$	90	50
	$H_i > 70$	$H \geq 2,00$	$H_i + 10$	50
		$H < 2,00$	$H_i + 20$	50
Nisipuri fine, prafuri argiloase, argile prăfoasă sau nisipoase	$H_i \leq 70$	$H \geq 2,00$	80	50
		$H < 2,00$	90	50
	$H_i > 70$	$H \geq 2,00$	$H_i + 10$	50
		$H < 2,00$	$H_i + 20$	50

Adâncimea minimă de fundare (D_f) se stabilește conform Tabelul 3.1 în funcție de natura terenului de fundare, adâncimea de îngheț (Anexa 4.1) și nivelul apei subterane.



Figura 3.4 Zonarea teritoriului României în funcție de adâncimile maxime de îngheț (STAS 6054)

3.2.2. Stabilirea dimensiunilor tălpii fundației izolate

Alegerea dimensiunilor inițiale ale tălpii fundației (lungimea - L și lățimea - B) se face îndeplinind condiția că presiunea medie pe talpa fundației este mai mică decât o presiune acceptabilă.

$$p_{med} \leq p_{acc} \quad (3.1)$$

unde
 p_{med} - presiunea efectivă medie pe talpa fundației;
 p_{acc} - presiunea acceptabilă pentru terenul de fundare.

În această etapă, presiunea acceptabilă a terenului de fundare se poate considera presiunea convențională (p_{conv}) sau presiunea ultimă (p_{ult}). Procedura pentru determinarea presiunii convenționale (p_{conv}) este dată în NP 112:2014.

În această etapă, presiunea ultimă se poate determina simplificat cu relația (3.2).

$$p_{ult} = \gamma \cdot 1 \cdot N_\gamma + q \cdot N_q + c'_d \cdot N_c \quad (3.2)$$

unde
 γ - greutatea volumică a terenului de fundare;
 q - suprasarcina la nivelul tălpii fundației ($q = \gamma \cdot D_f$);
 c'_d - coeziunea terenului de fundare;
 N_γ, N_q și N_c - coeficienți adimensionali pentru capacitatea portantă în funcție de valoarea de calcul a unghiului de frecare internă ϕ'_d :

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'_d} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'_d}{2} \right)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan \phi'_d$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi'_d$$

În această etapă, pentru determinarea presiunii medii se consideră eforturile de la baza stâlpului din gruparea fundamentală.

$$p_{med} = \frac{R_{z,SLU}}{A} \quad (3.3)$$

unde
 $R_{z,SLU}$ - forța axială transmisă de fundație;
 A - aria tălpii fundației care este produsul dintre lungimea și lățimea tălpii fundației ($A = B \cdot L$).

Valoarea ariei (A) este necunoscută și se determină din inegalitatea (3.1). Pentru determinarea lungimii (L) și a lățimii (B) a tălpii fundației se consideră că raportul L/B este egal fie cu raportul laturilor stâlpului fie cu raportul dintre momentele încovoietoare la baza stâlpului. Dimensiunile L și B obținute din calcul se cresc cu aproximativ 20% și se rotunjesc în plus la multiplu de 5 cm pentru elemente din beton armat și la 10 cm pentru elemente din beton simplu.

$$\frac{L}{B} = \frac{I_s}{I_b} \text{ sau } \frac{M_{max}}{M_{min}} \quad (3.4)$$

unde
 L - lungimea tălpii fundației (latura cu dimensiunea cea mai mare);
 B - lățimea tălpii fundației (latura cu dimensiunea cea mai mică);
 I_s și I_b - dimensiunile laturilor stâlpului;
 M_{max} - momentul încovoietor maxim la nivelul tălpii fundației;
 M_{min} - momentul încovoietor minim la nivelul tălpii fundației.

3.3. Verificarea la starea limită ultimă

Verificarea la SLU se face conform NP 112:2014 care este armonizat cu prevederile din sistemul de standarde europene pentru proiectarea construcțiilor SR EN 1990 ... SR EN 1999, considerând Abordarea de Calcul 3.

Acțiunile geotehnice se determină anterior efectuării calculului. Valorile de calcul ale unei acțiuni (F_d) se determină înmulțind valoarea reprezentativă a acțiunii (F_{rep}) cu valoarea coeficienților parțiali de siguranță pentru acțiuni γ_F .

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep} \quad (3.5)$$

unde
 F_d - valoarea de calcul a acțiunii;
 γ_F - coeficientul parțial de siguranță pentru situații permanente sau tranzitorii (NP 112:2014 – Anexa B);
 F_{rep} - valoarea reprezentativă a acțiunii:

$$F_{rep} = \psi \cdot F_k$$
 unde
 ψ - factor de simultaneitate;
 F_k - valoarea caracteristică a acțiunii.

În mod uzual, valorile de calcul ale acțiunilor de la suprastructură se preiau direct din calculul structural corespunzător **grupării fundamentale** deoarece acțiunile sunt deja factorizate.

Valorile de calcul ale parametrilor geotehnici (X_d) se calculează prin împărțirea valorilor caracteristice (X_k) la coeficienții parțiali de siguranță corespunzători (γ_M).

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (3.6)$$

unde
 X_d - valoarea de calcul a parametrului geotehnic (ϕ'_d și c'_d sau $c_{u,d}$);
 X_k - valoarea caracteristică a parametrului geotehnic (ϕ'_k și c'_k sau $c_{u,k}$);
 γ_M - coeficientul parțial pentru situații permanente sau tranzitorii (NP 112:2014 – Anexa B).

În proiectarea geotehnică a fundațiilor de suprafață se consideră următoarele stări limită ultime:

- **EQU**: pierderea echilibrului structurii sau terenului, considerat ca un corp solid;
- **GEO**: cedarea sau deformația excesivă a terenului;
- **UPL**: pierderea echilibrului structurii sau terenului provocată de subpresiunea apei (presiunea arhimedică) sau de alte acțiuni verticale;
- **HYD**: cedarea hidrolică a terenului, eroziunea internă și eroziunea regresivă în teren sub efectul gradientilor hidrolici.

3.3.1. Calculul la starea limită de capacitate portantă

Pentru calculul la starea limită de capacitate portantă trebuie satisfăcută condiția:

$$V_d \leq R_d \quad (3.7)$$

unde
 V_d - valoarea de calcul a acțiunii verticale sau componenta verticală a unei acțiuni totale aplicată pe talpa fundației. V_d include greutatea proprie a fundației, greutatea oricărui material de umplutură și toate presiunile pământului, fie favorabile, fie nefavorabile;

$$V_d = N_{z,SLU} + 1,35 \cdot \gamma_{med} \cdot D_f$$

$N_{z,SLU}$ - forța axială la baza stâlpului în gruparea fundamentală;
 γ_{med} - greutatea volumică medie a betonului din fundație și a umpluturii care sprijină pe fundație (se poate considera o valoare aproximativă $\gamma_{med} = 20 \text{ kN/m}^2$);
 D_f - adâncimea de fundare (distanța de la cota terenului amenajat la cota de fundare);
 R_d - valoarea de calcul a capacității portante (3.3.2)

$$R_d = A' \cdot p_{ult}$$
 A' - aria efectivă (redușă) a tălpii fundației

$$A' = L' \cdot B'$$
 $L' = L - 2e_L$ este lungimea redusă a tălpii fundației

$$e_L = M_{Ed,L} / V_d$$
 $B' = B - 2e_B$ este lățimea redusă a tălpii fundației

$$e_B = M_{Ed,B} / V_d$$
 p_{ult} - presiunea ultimă.

3.3.2. Calculul capacității portante

A. Calculul capacității portante în condiții nedrenate (termen scurt)

$$R_d = A' \cdot (\pi + 2) \cdot c_{u,d} \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q$$

unde
 R_d - valoarea de calcul a capacității portante;
 A' - aria redusă a bazei fundației;

$$A' = L' \times B'$$

$$L' = L - 2e_L$$

$$B' = B - 2e_B$$

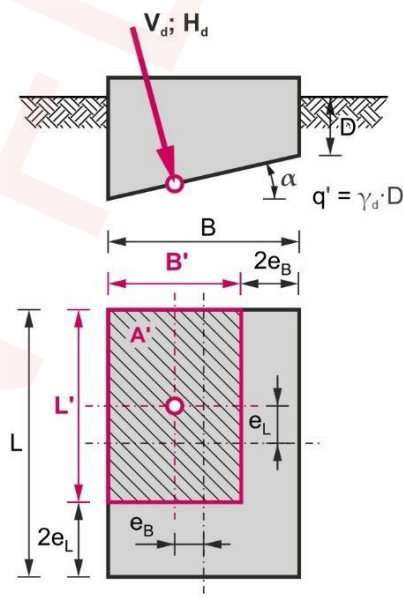


Figura 3.5 Schema de calcul a ariei efective

- $c_{u,d}$ - valoarea de calcul a coeziunii nedrenate;
- b_c - factor adimensional pentru înclinarea tălpii fundației;

$$b_c = 1 - 2 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$$
- α - unghiul de înclinare a bazei față de orizontală;
- s_c - factor adimensional pentru forma tălpii fundației
 $s_c = 1 + 0,2 \cdot (B'/L')$ - pentru fundație cu talpa de formă dreptunghiulară.
 $s_c = 1,20$ - pentru fundații cu talpa de formă pătrată sau circulară.
- i_c - factor adimensional pentru înclinarea încărcării V_d produsă de încărcarea orizontală H_d

$$i_c = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \sqrt{1 - H \cdot (A' \cdot c_{u,d})} \right]$$
 - pentru $H \leq A' \cdot c_{u,d}$
- q - suprasarcina totală la nivelul bazei fundației

B. Calculul capacității portante în condiții drenate (termen lung)

$$R_d = A' \cdot p_{cr}$$

$$p_{cr} = 0,5\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma + q' N_q b_q s_q i_q + c'_d N_c b_c s_c i_c$$

unde

○ R_d - valoarea de calcul a capacității portante;

○ A' - aria redusă a tălpii fundației;

$$A' = L' \times B'$$

$$L' = L - 2e_L$$

$$B' = B - 2e_B$$

○ c'_d - valoarea de calcul a coeziunii efective

○ N_γ, N_q, N_c - factori adimensionali pentru capacitate portantă

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \cdot \tan \phi'_d$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi'_d} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'_d}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi'_d$$

Tabelul 3.2 Valorile coeficienților adimensionali ai capacității portante

ϕ [°]	N_γ	N_q	N_c
0	0,000	1,000	5,142
2	0,007	1,197	5,632
4	0,030	1,433	6,185
6	0,075	1,716	6,813
8	0,148	2,058	7,527
10	0,257	2,471	8,345
12	0,415	2,974	9,285
14	0,635	3,586	10,370
16	0,937	4,335	11,631
18	1,349	5,258	13,104
20	1,904	6,399	14,835
22	2,652	7,821	16,883
24	3,657	9,603	19,324
26	5,012	11,854	22,254
28	6,842	14,720	25,803
30	9,325	18,401	30,140
32	12,718	23,177	35,490
34	17,390	29,440	42,164
36	23,883	37,752	50,585
38	33,009	48,933	61,352
40	46,002	64,195	75,313
42	64,776	85,374	93,706
44	92,367	115,308	118,369

○ ϕ'_d - valoarea de calcul a unghiului de frecare internă termenii de eforturi efective;

○ b_γ, b_q, b_c - factori adimensionali pentru înclinarea tălpii fundației;

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \phi'_d)^2$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi'_d}$$

○ s_γ, s_q, s_c - factori adimensionali pentru forma tălpii fundației

$$\text{formă dreptunghiulară} \begin{cases} s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right) \cdot \sin \phi'_d \\ s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right) \\ s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1) \end{cases}$$

$$\text{formă pătrată sau circulară} \begin{cases} s_q = 1 + \sin \phi'_d \\ s_\gamma = 0,7 \\ s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1) \end{cases}$$

○ i_γ, i_q, i_c - factori adimensionali pentru înclinarea încărcării V produsă de încărcarea orizontală H

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c'_d \cdot \cot \phi'_d} \right)^{m+1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c'_d \cdot \cot \phi'_d} \right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi'_d}$$

unde

când H acționează în direcția lui B'

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

când H acționează în direcția lui L'

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

când H face un unghi θ față de direcția lui L'

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$$

○ q' - suprasarcina efectivă la nivelul tălpii fundației;

○ γ' - valoarea de calcul a greutateii volumice efective a pământului sub baza fundației.

3.3.3. Limitarea excentricităților

Dimensiunile minime ale tălpii fundației se determină astfel încât să se îndeplinească condițiile:

- (1) Pentru **Gruparea Fundamentală (GF)** aria comprimată a tălpii fundației (A_c) trebuie să fie egală cu aria totală a tălpii fundației (A) - presiunea minimă pe talpă trebuie să fie pozitivă - nu apar desprinderi ale tălpii fundației de pe teren.
- (2) Pentru **Gruparea Seismică (GS)** aria comprimată trebuie să fie mai mare de 75% din aria totală iar aria efectivă a tălpii fundației A' trebuie să fie mai mare de 50% din aria totală.

Aria comprimată a bazei fundației se definește pe baza următoarelor ipoteze:

- rezistența la întindere pentru pământ este nulă;
- deplasările sau deformațiile sunt proporționale cu eforturile;
- distribuția presiunilor la baza fundației este liniară conform teoriei Navier.

În cazul fundației cu baza de formă dreptunghiulară, solicitată excentric după o singură direcție aria comprimată se calculează cu relațiile:

$$\text{sau} \quad A_c = 1,5 \cdot (L - 2e_L) \cdot B \quad (3.8)$$

$$A_c = 1,5 \cdot (B - 2e_B) \cdot L$$

unde

A_c - aria comprimată a fundației;

e_L - excentricitatea forței verticale pe direcția lungimii fundației;

e_B - excentricitatea forței verticale pe direcția lățimii fundației.

3.3.4. Determinarea presiunilor pe talpa fundațiilor

Presiunile pe baza fundației se definesc pe baza următoarelor ipoteze:

- rezistența la întindere pentru pământuri este nulă;
- deplasările/deformațiile sunt proporționale cu eforturile;
- distribuția presiunilor pe baza fundației este liniară, conform teoriei Navier.

A. Fundație solicitată de o încărcare verticală aplicată în centrul de greutate al bazei fundației

Se consideră că încărcarea N acționează vertical pe baza fundației în centrul de greutate al acesteia. Încărcarea se consideră pozitivă în jos.

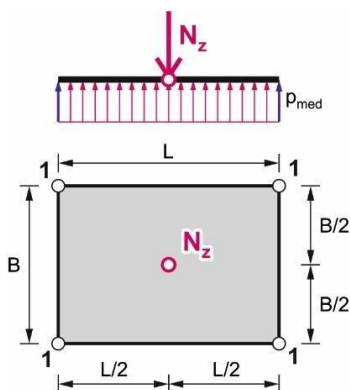


Figura 3.6 Fundație solicitată de o forță verticală centrică

În acest caz presiunea uniform distribuită pe baza fundației este

$$p_{med} = \frac{N_z}{B \cdot L} \quad (3.9)$$

unde

- p_{med} - presiunea medie pe baza fundației;
- N_z - forța verticală la nivelul bazei fundației;
- B - latura scurtă a bazei fundației (lățime);
- L - latura lungă a bazei fundației (lungime).

B. Fundație solicitată de o încărcare excentrică pe o direcție

În funcție de valoarea excentricității forței e_L se disting două cazuri:

$$e_L = \frac{M_L}{N}$$

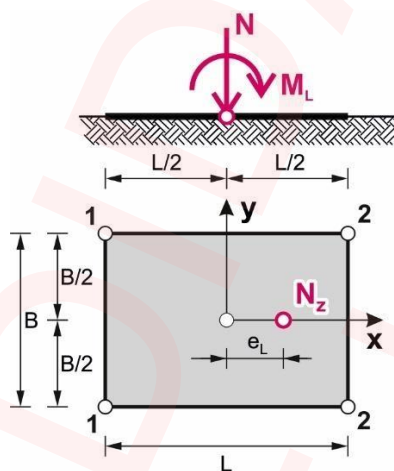


Figura 3.7 Fundație solicitată de o forță verticală excentrică pe o direcție

Cazul 1. Excentricitate mică $e_L \leq L/6$

$$p_{1,2} = \frac{N}{B \cdot L} \pm \frac{6 \cdot M_L}{B \cdot L^2}$$

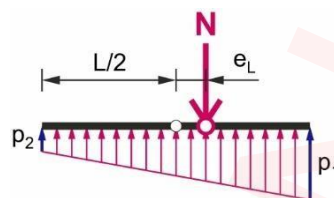


Figura 3.8 Distribuția presiunilor pe baza fundației acționată de o forță verticală cu excentricitate mică

Cazul 2. Excentricitate mare $e_L > B/6$

$$p_1 = \frac{4}{3} \cdot \frac{N}{B \cdot L - 2 \cdot e_L}$$

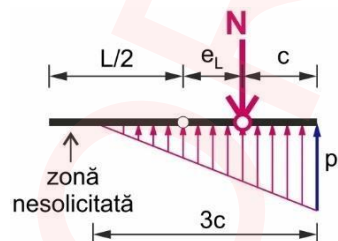


Figura 3.9 Distribuția presiunilor pe baza fundației acționată de o forță verticală cu excentricitate mare

C. Fundație solicitată de o încărcare excentrică pe două direcții

Pentru cazurile în care încărcarea acționează în alt punct decât centrul de greutate, forța poate fi transferată în centrul de greutate și formulele următoare pot fi aplicate fără modificări. Direcția pozitivă a momentelor încovoietoare M_L și M_B sunt alese astfel încât presiunea maximă să apară în colțul din dreapta sus a bazei fundației. Excentricitățile determinate de aceste momente se calculează cu relațiile

$$\begin{aligned} e_L &= \frac{M_L}{N_z} \\ e_B &= \frac{M_B}{N} \end{aligned} \quad (3.10)$$

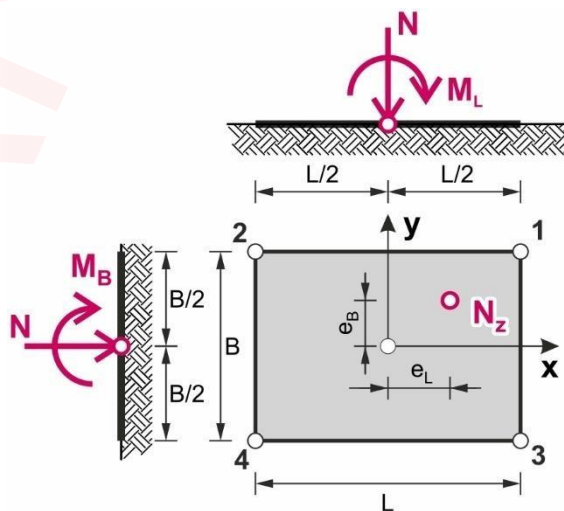


Figura 3.10 Fundație solicitată de o forță verticală excentrică pe două direcții

În funcție de poziția încărcării N există 5 tipuri de zone comprimate.

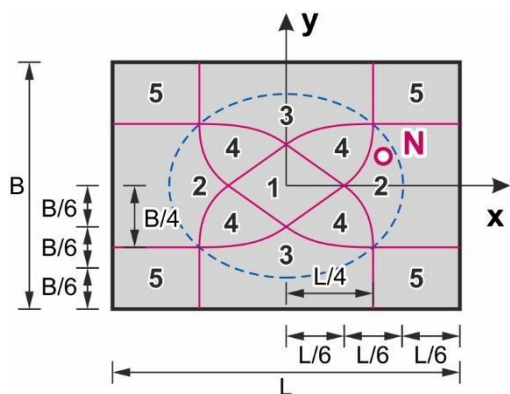


Figura 3.11 Regiunile corespunzătoare tipurilor de zone comprimate

Zona hașurată din figură reprezintă aria comprimată.

Tipul 1 – Forța acționează în interiorul sâmburelui central

În cazul în care punctul de aplicație al încărcării verticale N se situează în interiorul sâmburelui central (regiunea notată cu 1) toată baza fundației este comprimată. În acest caz, numit „excentricitate mică”, presiunile în colțurile bazei fundație se calculează cu relația:

$$p_{1-4} = \frac{N}{A} \pm \frac{6M_L}{B \cdot L^2} \pm \frac{6M_B}{B^2 \cdot L} \quad (3.11)$$

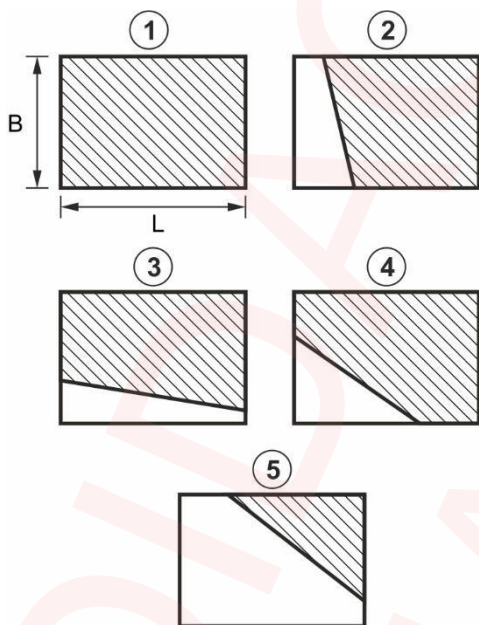


Figura 3.12 Tipuri de zone comprimate în funcție de poziția forței verticale

Tipul 2 – Forța acționează în regiunile 2

În cazul în care punctul de aplicație al încărcării verticale N se situează în regiunile notate 2 indicate în Figura 3.11 Figura 3.8 apare o excentricitate mare ceea ce conduce la apariția unei zone nesolicitate de formă trapezoidală. Zona comprimată este tot de formă trapezoidală și tensiunea maximă poate fi calculată cu relația:

$$p_1 = \frac{12N}{B \cdot \tan \alpha} \cdot \frac{B + 2t_B}{B^2 + 12t_B^2} \quad (3.12)$$

unde

$$t_B = \frac{B}{12} \left(-\frac{B}{e_B} + \sqrt{\left(\frac{B}{e_B}\right)^2 - 12} \right)$$

$$\tan \alpha = \frac{3}{2} \cdot \frac{L + 2e_L}{t_B - e_B}$$

Tipul 3 – Forța acționează în regiunile 3

În cazul în care punctul de aplicație al încărcării verticale N se situează în regiunile notate 3 indicate în Figura 3.11, apare o excentricitate mare ceea ce conduce la apariția unei zone nesolicitate de formă trapezoidală. Zona comprimată este tot de formă trapezoidală și presiunea maximă poate fi calculată cu relația:

$$p_1 = \frac{12N}{L \cdot \tan \alpha} \cdot \frac{L + 2t_L}{L^2 + 12t_L^2} \quad (3.13)$$

unde

$$t_L = \frac{L}{12} \left(-\frac{L}{e_L} + \sqrt{\left(\frac{L}{e_L}\right)^2 - 12} \right)$$

$$\tan \alpha = \frac{3}{2} \cdot \frac{B + 2e_B}{t_L - e_L}$$

Tipul 4 – Forța acționează în regiunile 4

În cazul în care punctul de aplicație al încărcării verticale este în regiunile notate cu 4 apare tot o excentricitate. Zona comprimată este pentagonală iar zona netensionată este triunghiulară. În acest caz calculul exact al presiunilor este foarte complex. Pentru cazuri practice se poate folosi o relație aproximativă:

$$p_1 = \varepsilon \quad (3.14)$$

unde

$$t_L = \frac{L}{12} \left(-\frac{L}{e_L} + \sqrt{\left(\frac{L}{e_L}\right)^2 - 12} \right)$$

$$\tan \alpha = \frac{3}{2} \cdot \frac{B + 2e_B}{t_L - e_L}$$

Tipul 5 – Forța acționează în regiunile 5

Regiunea ovală delimitată de linia punctată din Fig. A3-6 este denumită „elipsă centrală” sau „sâmbure central secundar” și conține în întregime regiunile 1 și 4 și anumite părți din regiunile 2 și 3. În cazul în care punctul de aplicație al încărcării verticale este în afara elipsei centrale apare o excentricitate foarte mare. Acest caz în care zona comprimată este mai mică decât zona netensionată nu este acceptată de reglementările tehnice. Regiunile notate cu 5 rămân în totalitate în afara elipsei centrale.

3.4. Verificarea la starea limită de serviciu (SLS)

Pentru această verificare se folosesc acțiunile corespunzătoare grupării caracteristice, frecvente sau cvasipermanente definite conform CR 0.

Valorile de calcul ale parametrilor geotehnice sunt egale cu valorile caracteristice ale acestora deoarece coeficienții parțiali de siguranță au valoarea unitară.

Pentru verificarea la starea limită de serviciu este necesar calculul tasărilor. Pentru satisfacerea condițiilor SLS, tasările efective rezultate în urma calculelor trebuie să nu

depășească valorile tasărilor acceptabile pentru suprastructura construcției. În mod uzual pentru calculul tasărilor se folosește metoda însumării tasării pe straturi elementare. Pentru a putea aplica această metodă trebuie, mai întâi, să se verifice condiția ca presiunea efectivă maximă pe talpa fundației dată de acțiunile din gruparea caracteristică să nu depășească valoarea presiunii plastice (p_{pl}).

3.4.1. Limitarea încărcării transmise terenului de fundare

Presiunea plastică este valoarea presiunii corespunzătoare dezvoltării zonelor plastice până la o anumită limită pentru care putem considera un comportament liniar deformabil al terenului de fundare. Zonele plastice sunt masele de pământ de sub talpa fundației pentru care se îndeplinește criteriul de cedare Mohr-Coulomb.

$$p_{ef,med} \leq p_{pl} \quad (3.15)$$

unde

$p_{ef,med}$ - presiunea efectivă medie pe talpa fundației, calculată pentru grupările de acțiuni corespunzătoare stării limită de serviciu

$$p_{ef,med} = \frac{N_{Ed(GK)}}{A}$$

$$N_{Ed(GK)} = N_{z(SLS)} + \gamma_{med} \cdot D_f$$

3.4.2. Presiunea plastică

Pentru fundații continue, presiunea plastică se calculează cu relația

$$p_{pl} = m_1 \cdot (\gamma \cdot B \cdot N_1 + q \cdot N_2 + c'_k \cdot N_3) \quad (3.16)$$

unde

m_1 - coeficient adimensional al condițiilor de lucru (Tabelul A4-9);

$\bar{\gamma}$ - media ponderată a greutateților volumice de calcul ale straturilor de sub fundație cuprinse pe adâncimea de B/4 măsurată de la talpa fundației;

B - lățimea tălpii fundației;

q - suprasarcina de calcul la adâncimea de fundare, lateral față de fundație

- pentru construcții fără subsol:

$$q = \gamma \cdot D_f$$

- pentru construcții cu subsol:

$$q = \frac{2q_e + q_i}{3}$$

c'_k - valoarea coeziunii pământului de sub baza fundației;

N_1, N_2, N_3 - coeficienții adimensionali ai presiunii plastice, ce se determină în funcție de valoarea unghiului de frecare interioară a pământului de sub baza fundației

$$N_1 = \frac{0,25\pi}{\cot \phi'_k - \frac{\pi}{2} + \phi'_k + \pi}$$

$$N_2 = \frac{\pi \cot \phi}{\cot \phi'_k - \frac{\pi}{2} + \phi'_k}$$

$$N_3 = \frac{\pi \cot \phi}{\cot \phi'_k - \frac{\pi}{2} + \phi'_k}$$

Nota 1: Se admite determinarea presiunii plastice p_{pl} cu relațiile de mai sus și pentru fundații izolate cu talpa de formă dreptunghiulară sau alte forme speciale. Pentru fundații cu talpa de formă circulară sau poligonală, latura echivalentă se calculează cu relația $B = \sqrt{A_f}$, unde A_f este aria tălpii fundației.

Nota 2: La stabilirea suprasarcinilor de calcul (q, q_e și q_i) se iau în considerare greutatea pământului situat deasupra nivelului bazei fundației precum și alte încărcări cu caracter permanent.

Nota 3: Pentru stările limită de exploatare coeficienții parțiali pentru rezistențele pământului γ_M au valoarea egală cu 1,0.

Tabelul 3.3 Valorile coeficientului adimensional al condițiilor de lucru

Denumirea terenului de fundare		m_1
1	Bolovănișuri și pietrișuri cu interspațiile umplute cu nisip;	2,0
	Nisipuri cu excepția nisipurilor fine și prăfoase	
2	Nisipuri fine	1,7
	- uscate sau umede ($S_r \leq 0,8$)	
	- foarte umede sau saturate ($S_r > 0,8$)	
3	Nisipuri prăfoase	1,5
	- uscate sau umede ($S_r \leq 0,8$)	
	- foarte umede sau saturate ($S_r > 0,8$)	
4	Pământuri coezive cu	1,4
	- IC $\geq 0,5$	
	- IC $< 0,5$	
5	Bolovănișuri și pietrișuri cu interspațiile umplute cu pământuri coezive cu	1,3
	- IC $\geq 0,5$	
	- IC $< 0,5$	

Tabelul 3.4 Valorile coeficienților adimensionali ai presiunii plastice

ϕ [°]	N_1	N_2	N_3
0	0,000	1,000	3,142
2	0,029	1,116	3,320
4	0,061	1,245	3,510
6	0,098	1,390	3,714
8	0,138	1,553	3,933
10	0,184	1,735	4,168
12	0,235	1,940	4,421
14	0,293	2,170	4,694
16	0,358	2,431	4,989
18	0,431	2,725	5,309
20	0,515	3,059	5,657
22	0,610	3,439	6,036
24	0,718	3,871	6,449
26	0,842	4,366	6,902
28	0,983	4,934	7,398
30	1,147	5,587	7,945
32	1,336	6,342	8,550
34	1,555	7,219	9,220
36	1,810	8,240	9,965
38	2,109	9,437	10,799
40	2,461	10,846	11,733

3.4.3. Limitarea tasărilor

Condiția de verificare

$$S_{ef} \leq S_{acc} \quad (3.17)$$

unde

S_{ef} - tasarea calculată a fundației ca efect a deformației terenului datorită presiunilor transmise de fundație (3.4.4).

S_{acc} - tasarea acceptabilă a fundației stabilită în funcție de caracteristicile suprastructurii.

3.4.4. Calculul tasării folosind metoda însumării pe straturi elementare

Schema de calcul și notațiile folosite sunt prezentate în Figura 3.13.

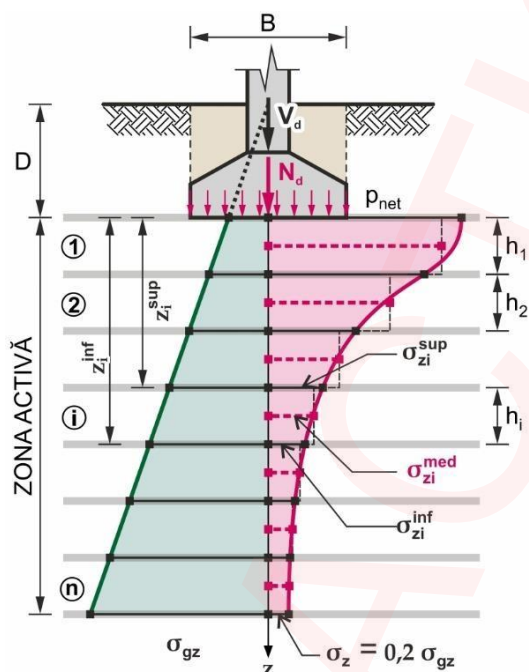


Figura 3.13 Schema de calcul a tasării absolute folosind metoda însumării pe straturi elementare

Presiunea netă, p_{net} , ce acționează la nivelul tălpii fundației se calculează cu relația

$$p_{net} = p_{ef} - \gamma \cdot D_f \quad (3.18)$$

unde

p_{net} - presiunea netă medie la baza fundației;

$$p_{ef} = \frac{N_{Ed(GK)}}{A_f}$$

N_{Ed} - încărcarea de calcul totală la baza fundației (încărcarea de calcul transmisă de construcție, V_{Ed} , la care se adaugă greutatea fundației și a umpluturii de pământ de pe fundație);

A_f - aria bazei fundației;

γ - greutatea volumică a pământului situat deasupra nivelului bazei fundației;

D_f - adâncimea de fundare.

NOTĂ: În cazul gropilor fundațiilor cu lățimi mari ($B > 10 \text{ m}$) executate în terenuri coezive, când există posibilitatea ca fundul săpăturii să se umfle după excavare, efortul unitar mediu pe talpa fundației se acceptă $p_{net} = p_{ef}$ fără a considera efectul de descărcare al greutății pământului excavat. În acest caz, pentru calculul tasărilor în domeniul de presiuni $p_{ef} < \gamma \cdot D_f$, se pot utiliza valorile modului de deformație liniară la descărcare.

pasul 1 Împărțirea în straturi elementare

Pământul de sub nivelul tălpii fundației se împarte în straturi elementare, până la adâncimea corespunzătoare limitei inferioare a zonei active. Fiecare strat elementar va avea **grosimea maximă de $0,4 \cdot B$** și va fi constituit din pământ omogen.

Zona activă în cuprinsul căreia se calculează tasarea straturilor se limitează la adâncimea z_0 sub talpa fundației la care valoarea tensiunii normale verticale din presiunea transmisă de fundație σ_{pz} devine mai mică sau egală cu 20% din presiunea geologică σ_{gz} .

$$\sigma_{pz} \leq 0,20 \cdot \sigma_{gz}$$

În situația în care limita inferioară a zonei active rezultă în cuprinsul unui strat având modulul de deformație liniară mult mai redus decât al straturilor superioare sau având $E_s \leq 5000 \text{ kPa}$, adâncimea z_0 se majorează prin introducerea acestui strat, sau până la îndeplinirea condiției:

$$\sigma_{pz} \leq 0,10 \cdot \sigma_{gz}$$

În cazul în care în cuprinsul zonei active apare un strat practic incompresibil ($E_s > 100\,000 \text{ kPa}$) și există siguranța că în cuprinsul acestuia, până la limita zonei active, nu apar orizonturi mai compresibile, adâncimea zonei active se limitează la suprafața acestui strat.

pasul 2 Calculul tensiunilor verticale la limitele de separație ale straturilor elementare

Pe verticala centrului fundației, la limitele de separație ale straturilor elementare, se calculează tensiunile verticale datorate presiunii nete transmise de talpa fundației:

$$\sigma_{pz} = \alpha_0 \cdot p_{net} \quad (3.19)$$

unde

σ_{pz} - tensiunea normală verticală dată de presiunea netă la adâncimea z_i ;

α_0 - coeficientul de distribuție al tensiunilor normale verticale în centrul tălpii fundației, pentru presiuni uniforme distribuite, dat în Tabelul 3.4 în funcție de rapoartele L/B și z/B ;

L - lungimea bazei fundației;

B - lățimea bazei fundației;

z_i - adâncimea de la talpa fundației la limita de separație dintre două straturi elementare.

pasul 3 Calculul tasării totale

Tasarea absolută a fundației se calculează:

$$S = 10^3 \cdot \beta \cdot \sum_1^n \frac{\sigma_{pzi}^{med} \cdot h_i}{E_{si}} \quad (3.20)$$

unde

S - tasarea absolută probabilă a fundației

$\beta = 0,8$ - coeficient de corecție

σ_{pzi}^{med} - tensiunea normală verticală medie în stratul elementar

$$\sigma_{pzi}^{med} = \frac{\sigma_{pzi}^{sup} + \sigma_{pzi}^{inf}}{2} \text{ [kPa]}$$

$\sigma_{pzi}^{sup}, \sigma_{pzi}^{inf}$ - tensiunea normală verticală la limita superioară, respectiv limita inferioară a stratului elementar i;

h_i - grosimea stratului elementar i [m];

E_{si} - modulul de deformație liniară al stratului elementar i, kPa;

n - numărul de straturi elementare cuprinse în limita zonei active

NOTA 1 – Pentru fundațiile de formă specială în plan, la care distribuția presiunilor pe talpă se admite să se considere uniformă, tensiunile σ_{pz} la limitele straturilor elementare se pot determina folosind metoda punctelor de colț;

NOTA 2 – Pentru distribuții de presiuni pe talpă diferite de cea uniformă, calculul tensiunilor σ_{pz} se efectuează cu metode corespunzătoare.

Tabelul 3.5 Valorile coeficientului α_0 pentru determinarea tensiunii verticale sub centrul unui fundații dreptunghiulare

z/B	Raportul laturilor L/B					
	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
0,00	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,10	0,994	0,995	0,995	0,996	0,996	0,996
0,20	0,960	0,965	0,968	0,970	0,972	0,973
0,30	0,892	0,902	0,910	0,916	0,920	0,924
0,40	0,800	0,817	0,830	0,840	0,848	0,854
0,50	0,701	0,723	0,740	0,754	0,766	0,775
0,60	0,606	0,631	0,651	0,668	0,682	0,694
0,70	0,522	0,548	0,569	0,588	0,603	0,616
0,80	0,449	0,474	0,496	0,515	0,532	0,546
0,90	0,388	0,412	0,433	0,452	0,469	0,483
1,00	0,336	0,359	0,379	0,397	0,414	0,428
1,20	0,257	0,276	0,294	0,310	0,325	0,339
1,40	0,201	0,217	0,232	0,246	0,260	0,272
1,60	0,160	0,174	0,187	0,199	0,210	0,221
1,80	0,131	0,142	0,153	0,163	0,173	0,183
2,00	0,108	0,118	0,127	0,136	0,145	0,153
2,20	0,091	0,099	0,107	0,115	0,123	0,130
2,40	0,077	0,084	0,091	0,098	0,105	0,111
2,60	0,067	0,073	0,079	0,085	0,091	0,096
2,80	0,058	0,063	0,069	0,074	0,079	0,084
3,00	0,051	0,056	0,060	0,065	0,070	0,074
3,50	0,038	0,041	0,045	0,048	0,052	0,055
4,00	0,029	0,032	0,035	0,037	0,040	0,043
4,50	0,023	0,025	0,028	0,030	0,032	0,034
5,00	0,019	0,021	0,022	0,024	0,026	0,028
5,50	0,016	0,017	0,019	0,020	0,022	0,023

Parametrii geotehnici de compresibilitate ale structurilor de pământ care intervin în calculul deformațiilor posibile ale terenului de fundare sunt:

- modulul de deformație liniară, E_s ;
- coeficientul de contracție transversală (coeficientul lui Poisson), ν_s .

Parametrii geotehnici de compresibilitate se obțin prin:

- încercări pe teren;
- încercări în laborator;
- calculul invers;
- utilizarea unor valori orientative.

În lipsa încercărilor pe teren, pentru calculul deformațiilor în faze preliminare de proiectare a construcțiilor speciale, CS, cât și pentru calculele definitive ale construcțiilor obișnuite, CO, se admite utilizarea modulului de deformație edometric, E_{oed} .

Modulul de deformație liniară se calculează pe baza valorilor modulului edometric:

$$E_s = E_{oed} \cdot M_0 \quad (3.21)$$

unde

E_{oed} – valoarea modulului de deformație edometric, determinată în intervalul de eforturi cuprins între efortul geologic corespunzător adâncimii de recoltare a probei, σ_{gz} și efortul unitar vertical total la aceeași adâncime, $\sigma_{gz} + \sigma_{pz}$.

M_0 – coeficient de corecție pentru trecerea de la modulul de deformație edometric la modulul de deformație liniară.

Valoarea coeficientului M_0 se determină experimental sau se pot adopta valorile orientative indicate în tabelul A4-13. Pentru pământuri prăfoase și argiloase având $I_C < 0,5$ sau $e > 1,1$ se acceptă $M_0 = 1$ dacă nu se dispune de date experimentale.

3.5. Calculul fundațiilor de tip talpă din beton armat la starea limită STR

După stabilirea dimensiunilor tălpii fundației este necesară determinarea celorlalte elemente geometrice ale fundației.

La alcătuirea fundațiilor izolate se va ține seama de următoarele reguli cu caracter general:

- sub fundațiile de beton armat se prevede un strat de beton de egalizare de 5-10 cm grosime;
- fundațiile se poziționează, de regulă centrat în axul stâlpului;
- pentru stâlpi de calcan, de rost sau situații în care există în vecinătate ale elemente de construcții sau instalații, se pot utiliza fundații excentrice în raport cu axul elementului; în acest caz momentul transmis tălpii fundației se poate reduce prin prevederea de grinzi de echilibrare.

Fundațiile de tip talpă de beton armat pentru stâlpi de beton armat pot fi de formă prismatică sau sub formă de obelisc.

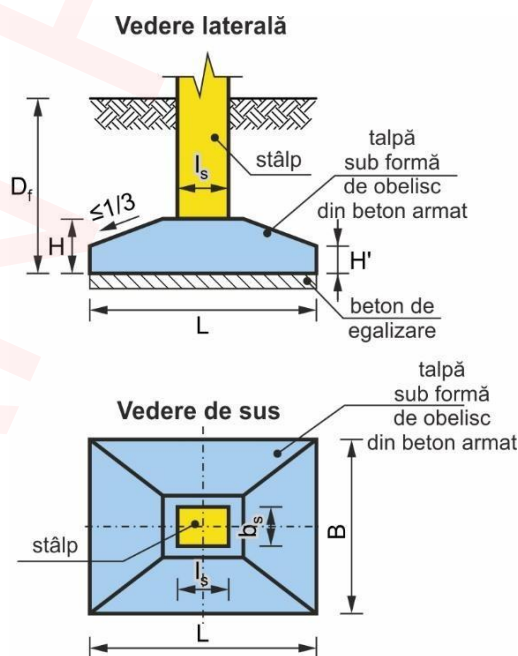


Figura 3.14 Fundație tip talpă din beton armat sub formă de obelisc

La baza fundației se dispune un strat de beton de egalizare cu grosimea de 5 cm, care poate fi mărit la 10 cm în cazul în care terenul este umed sau suprafața lui prezintă neregularități.

3.5.1. Stabilirea înălțimii fundației

Înălțimea fundației (H) se stabilește funcție de următoarele condiții:

- a) **Înălțimea minimă a fundației este $H_{min} = 300 \text{ mm}$;**

Înălțimea la marginea fundației tip obelisc obelisc (H') rezultă funcție de următoarele condiții:

- Valoarea minimă este $H'_{min} = 250 \text{ mm}$;
- Panta fețelor înclinate ale fundației nu va fi mai mare de 1/3.

- b) **Asigurarea rigidității fundației de beton armat**

Dacă se respectă condiția $H/L \geq 0,30$, unde H este înălțimea maximă a fundației și L este dimensiunea cea mai mare în plan a tălpii fundației, se admite ipoteza distribuției liniare a presiunilor pe teren.

- c) **verificarea fundației la forță tăietoare fără să fie necesare armături transversale**

Înălțimea maximă H va fi luată astfel încât să se respecte condiția:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = 0,12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot B \cdot H \quad (3.22)$$

unde

V_{Ed} - forța tăietoare maximă,

$V_{Rd,c}$ - capacitatea portantă a betonului simplu la forță tăietoare, condiție ce asigură faptul că secțiunea de beton poate prelua forța tăietoare nefiind necesare armături transversale.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

B - dimensiunea tălpii fundației pe direcția perpendiculară lungimii L și d este înălțimea utilă a secțiunii: $d = H - a$;

A_{sl} - aria armăturilor întinse care se prelungesc cu o lungime $l \geq l_{bd} + d$.

Se va respecta condiția:

$$V_{Rd,c} \geq v_{min} \cdot B \cdot H = 0,035 \cdot k^3 \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot B \cdot H \quad (3.23)$$

- d) **verificarea la străpungere fără a fi nevoie de armătură**

Înălțimea maximă H va fi luată astfel încât să îndeplinească condițiile:

(1) în lungul perimetrului u_i (la distanța $2d$ de marginea stâlpului trebuie să respecte condiția:

$$v_{Fd} \leq v_{Rd} = 0,12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \quad (3.24)$$

unde

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$$

ρ_x și ρ_y - coeficienții de armare pe cele două direcții, iar

$$v_{Fd} = \beta \cdot \frac{N_{Fd}}{u_i \cdot d}$$

β - coeficient care ține seama de influența momentului încovoietor. Valoarea lui β se poate calcula conform metodei din SR EN 1992-1-1, sau se poate lua 1,15 pentru stâlpii centrali și 1,5 pentru restul stâlpilor. În cazul unei încărcări centrice $\beta = 1$.

d - media înălțimilor utile pe cele două direcții ale fundației

$$d = (d_x + d_y)/2$$

Valoarea netă a forței de străpungere poate fi redusă:

$$N_{Fd,red} = N_{Fd} - \Delta N_{Fd} \quad (3.25)$$

unde

N_{Fd} - forța aplicată,

ΔN_{Fd} - forța de reacțiune verticală din interiorul conturului considerat, adică reacțiunea terenului minus greutatea proprie a fundației.

(2) în lungul unor contururi de calcul u situate la cel mult $2d$ de la fața stâlpului.

În acest caz membrul drept din relația 3.13 se multiplică cu coeficientul $2d/a$ în care a este distanța la care se consideră perimetrul u .

3.5.2. Armarea fundației

a) **armătura de pe talpă**, realizată ca o rețea din bare dispuse paralel cu laturile.

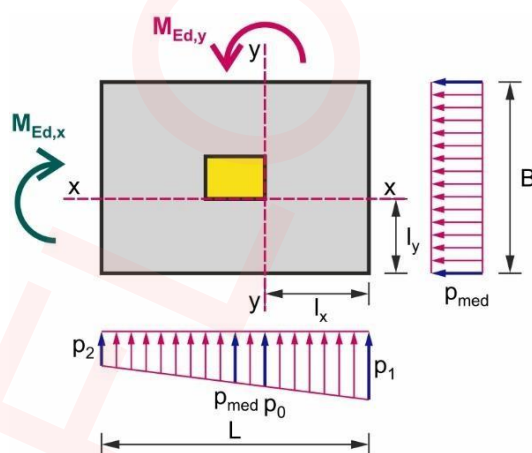


Figura 3.15 Schema de calcul a momentelor încovoietoare în secțiunile x-x și y-y

Aria de armătură rezultă din dimensionarea la moment încovoietor în secțiunile de la fața stâlpului. În calculul momentelor încovoietoare din fundație se consideră presiunile pe teren determinate de eforturile transmise de stâlp. Se vor considera situațiile de încărcare (presiunile pe teren) care conduc la solicitările maxime în fundație.

Pentru calculul momentelor din fundație se consideră secțiunile de încastrare de la fața stâlpului și presiunile aferente fiecărei console a tălpii fundației (Figura 3.5).

Pentru fundații cu baza de formă dreptunghiulară încărcate excentric pe o direcție, momentele încovoietoare în secțiunile $y - y$ și $x - x$ se calculează cu relațiile 3.15.

$$M_{Ed,x} = L \cdot p_{med} \cdot \frac{l_y^2}{2} \quad (3.26)$$

$$M_{Ed,y} = B \cdot \left[p_0 \cdot \frac{l_x^2}{2} + (p_1 - p_0) \cdot \frac{2}{3} \cdot l_x^2 \right]$$

unde

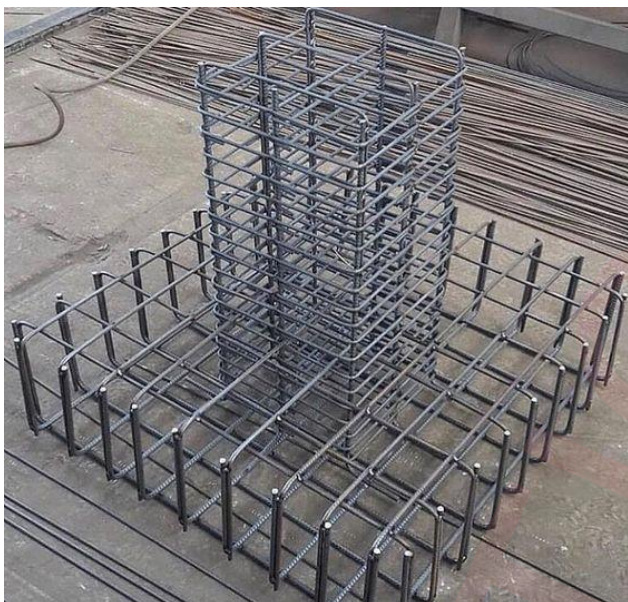
$$p_{1,2} = \frac{N_{SLU}}{L \cdot B} \pm \frac{M_{SLU} + T_{SLU} \cdot D_f}{W}$$

$$p_{med} = \frac{p_1 + p_2}{2}$$

$$W = \frac{B \cdot L^2}{6}$$

N_{SLU} , T_{SLU} , M_{SLU} - eforturile la baza stâlpului pentru SLU.

Aria de armătură A_{sx} și A_{sy} se determină cu relațiile de calcul corespunzătoare secțiunilor dreptunghiulare simplu armate supuse la încovoiere.



Armăturile se distribuie uniform (cu barele așezate la distanțe egale) pe lățimea fundației și se prevăd la capete cu ciocuri cu lungimea minimă egală cu H_0 , înălțimea utilă a secțiunii la margine. Armăturile paralele cu latura mare se plasează paralele cu latura mică a bazei fundației (Anexa A4.8).

i Procentul minim de armare pe fiecare direcție, raportat la secțiunile utile H_0L și respectiv H_0B este de 0,10% (H_0 – înălțimea utilă a secțiunii);
 Diametrul minim al armăturilor este $\varnothing = 10$ mm;
 Distanța maximă între armături este de 250 mm;
 Distanța minimă între armături este de 100 mm

b) armătura de la partea superioară este realizată din minim trei bare dispuse în dreptul stâlpului sau ca o rețea dezvoltată pe toată suprafața fundației.

Fundațiile care nu au desprindere de pe terenul de fundare se prevăd la partea superioară cu armătură constructivă.

La fundațiile care lucrează cu arie activă, armătura de la partea superioară rezultă din calculul la încovoiere. Dimensionarea armăturii se face în secțiunile de consolă cele mai solicitate, considerând momentele încovoietoare negative rezultate din acțiunea încărcărilor din greutatea fundației, a umpluturii peste fundație și a încărcărilor aplicate pe teren sau prin repartizarea momentului încovoietor transmis de stâlp. În această situație de solicitare armătura se realizează ca o rețea de bare dispuse paralel cu laturile fundației.

i Diametrul minim al armăturilor este $\varnothing = 10$ mm;
 Distanța maximă între armături este de 250 mm;
 Distanța minimă între armături este de 100 mm

c) armătura transversală necesară pentru preluarea forțelor tăietoare sau pentru străpungere se realizează ca armătură înclinată dispusă în dreptul stâlpului. Se prevede în cazul în care nu se respectă recomandările de la pct. 4.5.1.c și se calculează conform SR EN 1992-1-1.

d) armăturile pentru stâlpi (mustăți)

Armăturile verticale din fundație, pentru conectarea cu stâlpul de beton armat, rezultă în urma dimensionării stâlpului. Se recomandă ca armăturile din fundație (mustățile) să se alcătuiască astfel încât în prima secțiune potențial plastică a stâlpului, aflată deasupra fundației, barele de armătură să fie continue (fără înădări).

Armătura trebuie prelungită în fundație pe o lungime cel puțin egală cu l_{bd} , unde l_{bd} se determină având ca referință SR EN 1992-1-1 și codul P100-1.

Etrierii din fundație au rol de montaj a mustăților; se dispun la distanțe de maximum 250 mm și cel puțin în 3 secțiuni.

3.6. Proiectarea structurală a fundației tip bloc și cuzinet

Fundațiile rigide sunt alcătuite dintr-un bloc de beton simplu, pe care reazemă un cuzinet de beton armat în care se încastrează stâlpul (Fig).

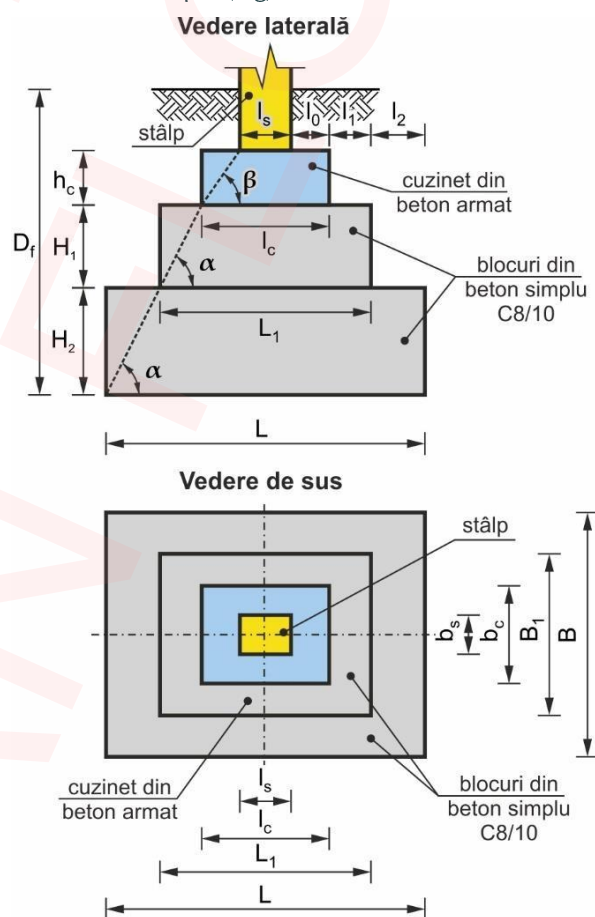


Figura 3.16 Fundație tip bloc și cuzinet cu două trepte

3.6.1. Stabilirea înălțimii blocului din beton simplu

Blocul din beton simplu este alcătuit din 1...3 trepte, astfel alese încât să se asigure o repartție corespunzătoare a presiunilor pe talpa fundației:

- înălțimea treptei este de minimum 400 mm la blocul de beton cu o treaptă;
- blocul de beton poate avea cel mult 3 trepte a căror înălțime minimă este de 300 mm; înălțimea treptei inferioare este de minimum 400 mm;

- clasa betonului este minim C8/10, dar nu mai mică decât clasa betonului necesară din condiții de durabilitate;
- înălțimea blocului de beton se stabilește astfel încât $\tan \alpha$ să respecte valorile minime din tabelul 3.2; această condiție va fi îndeplinită și în cazul blocului realizat în trepte;
- rosturile orizontale de turnare a betonului se vor trata astfel încât să se asigure condiții pentru realizarea unui coeficient de frecare între cele două suprafețe $\mu = 0,7$ conform definiției din SR EN 1992-1-1, prin realizarea de asperități de cel puțin 3 mm înălțime distanțate la 40 mm.

Tabelul 3.6 Valori minime $\tan \alpha$ pentru beton de clasă C8/10

Presiunea efectivă pe teren (kPa)	Valori minime $\tan \alpha_{\min}$ pentru beton de clasă C8/10 sau mai mare
200	1,05
250	1,15
300	1,30
350	1,40
400	1,50
600	1,85

3.6.2. Stabilirea dimensiunilor cuzinetului

Cuzinetul se proiectează cu formă prismatică, cu dimensiunile în plan, l_c și respectiv b_c și cu înălțimea h_c .

Dimensiunile în plan ale cuzinetului se aleg astfel încât să se asigure limitarea presiunilor pe planul de contact la valori mai mici decât rezistența de calcul la compresiune a betonului.

Se recomandă ca latura mare, l_c , a cuzinetului să satisfacă următoarele intervale ale raportului l_c/L .

(1) bloc de beton simplu cu o singură treaptă

$$\frac{l_c}{L} = 0,50 \dots 0,65 \quad (3.27)$$

(2) bloc de beton simplu cu mai multe trepte

$$\frac{l_c}{L} = 0,40 \dots 0,50 \quad (3.28)$$

Pentru determinarea celeilalte dimensiuni în plan a cuzinetului, b_c , se va considera un raport între laturile cuzinetului aproximativ egal cu raportul L/B .

$$\frac{l_c}{b_c} \cong \frac{L}{B} \quad (3.29)$$

Înălțimea, h_c , a cuzinetului trebuie să satisfacă simultan următoarele condiții

$$\begin{aligned} h_c &\geq 300 \text{ mm} \\ \frac{h_c}{l_c} &\geq 0,25 \\ \tan \beta &\geq 0,65 \end{aligned} \quad (3.30)$$

NOTĂ: Dacă valoarea h_c se alege astfel încât $\tan \beta \geq 1$ nu mai este necesară verificarea la forță tăietoare conform SR EN 1992-1-1.

Rostul orizontal de turnare a betonului dintre bloc și cuzinet se va trata astfel încât să se asigure condiții pentru realizarea unui coeficient de frecare între cele două suprafețe $\mu = 0,7$ conform definiției din SR EN 1992-1-1, prin realizarea de asperități de cel puțin 3 mm înălțime distanțate la 40 mm.

3.6.3. Calculul momentelor încovoietoare din cuzinet

Calculul momentelor încovoietoare pozitive în cuzinet se face considerând încastrarea consolelor în secțiunile de la fața stâlpului.

Presiunile pe suprafața de contact dintre cuzinet și bloc, funcție de care se determină eforturile secționale în cuzinet sunt determinate de eforturile din stâlp (nu se ține seama de greutatea cuzinetului).

Presiunile pe suprafața de contract dintre cuzinet și blocul de beton, dacă nu apar desprinderi (excentricitate mică), se determină cu relația:

$$p_{c1,c2} = \frac{N_c}{l_c \cdot b_c} \pm \frac{6M_{c(x)}}{l_c^2 \cdot b_c} \quad (3.31)$$

Dacă $p_{c2} < 0$ (excentricitate mare), atunci lungimea zonei active (comprimate) este

$$A_x = 3 \cdot \left(\frac{l_c}{2} - \frac{M_{c(x)}}{N_c} \right) \quad (3.32)$$

iar p_{c1} se determină cu relația:

$$p_{c1} = \frac{4}{3} \cdot \frac{N_c}{b_c \cdot \left(l_c - 2 \cdot \frac{M_{c(x)}}{N_c} \right)} \quad (3.33)$$

unde N_c și $M_{c(x)}$ sunt forța axială și momentul încovoietor la nivelul tălpii cuzinetului.

Pentru cazul solicitării excentrice pe o singură direcție, momentele încovoietoare în cuzinet se calculează cu relațiile (3.34).

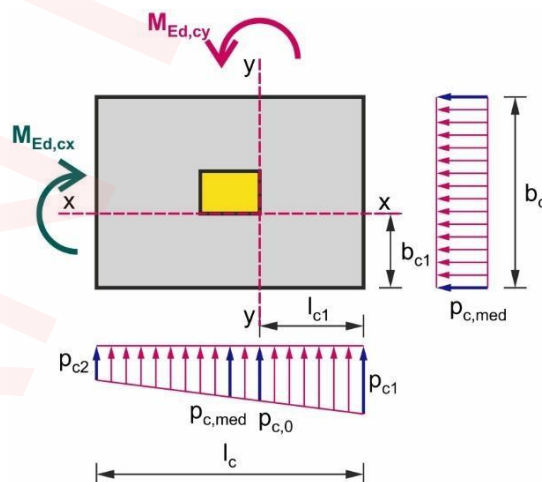


Figura 3.17 Schema de calcul a momentelor încovoietoare din cuzinet

$$\begin{aligned} M_{Ed,cx} &= l_x \cdot p_{c,med} \cdot \frac{b_{c1}^2}{2} \\ M_{Ed,cy} &= b_c \left[p_{c,0} \cdot \frac{l_{c1}^2}{2} + (p_{c,1} - p_{c,0}) \cdot \frac{2}{3} \cdot l_{c1}^2 \right] \end{aligned} \quad (3.34)$$

Dacă aria activă de pe suprafața de contact cuzinet-bloc este mai mică decât 70% din talpa cuzinetului ($l_c \times b_c$), atunci cuzinetul se va ancora de bloc cu armături. Aria acestor armături poate fi calculată din condiția ca forța din armături să fie egală cu volumul de întinderi obținut pe baza unei distribuții liniare a presiunilor.

3.6.4. Armarea cuzinetului

a) Armătura de la partea inferioară

- se realizează ca o rețea de bare dispuse paralel cu laturile cuzinetului; aria de armătură rezultă din verificarea la moment încovoietor în secțiunile de la fața stâlpului;
- procentul minim de armare pe fiecare direcție este de 0,10%;
- diametrul minim al armăturilor este $\varnothing = 10 \text{ mm}$;
- distanța maximă între armături va fi de 250 mm ; distanța minimă este 100 mm ;
- armătura se distribuie uniform pe lățimea cuzinetului și se prevede cu ciocuri cu lungimea minimă egală cu lungimea de ancoraj, măsurată de la margine, eventual întoarsă pe orizontală.

b) Armătura de la partea superioară

Armătura de la partea superioară se dispune când cuzinetul are desprinderi de pe blocul fundației.

Aria de armătură pe fiecare direcție rezultă din:

- verificarea la compresiune excentrică a secțiunii de beton armat pe suprafața de contact dintre cuzinet și bloc;
- preluarea întinderilor când zona comprimată pe talpa cuzinetului este mai mare de 70% din aria tălpii, ca armătură de ancorare;
- verificarea la moment încovoietor negativ a cuzinetului încărcat cu forțele dezvoltate în armăturile de ancorare;
- se realizează ca o rețea de bare dispuse paralel cu laturile cuzinetului și ancorate în blocul de beton simplu;
- diametrul minim al armăturilor este $\varnothing = 10 \text{ mm}$;
- distanța între armături va fi de minim 100 mm și maxim 250 mm .

c) Armăturile pentru stâlpi (mustăți)

- armăturile verticale din cuzinet, pentru conectarea cu stâlpul de beton armat, rezultă în urma dimensionării stâlpului sau peretelui;
- se recomandă ca armăturile din cuzinet să se alcătuiască astfel încât în prima secțiune potențial plastică a stâlpului, aflată deasupra fundației, barele de armătură să fie fără înădiri;
- etrierii din cuzinet au rol de poziționare a armăturilor verticale pentru stâlp și se dispun în cel puțin 2 secțiuni;
- armăturile trebuie prelungite în fundație pe o lungime cel puțin egală cu lungime de ancorare.

d) Armăturile înclinate

Armăturile înclinate dispuse pentru preluarea forței tăietoare în consolele cuzinetului dacă $\tan \beta < 1$ se vor dimensiona conform SR EN 1992-1-1.