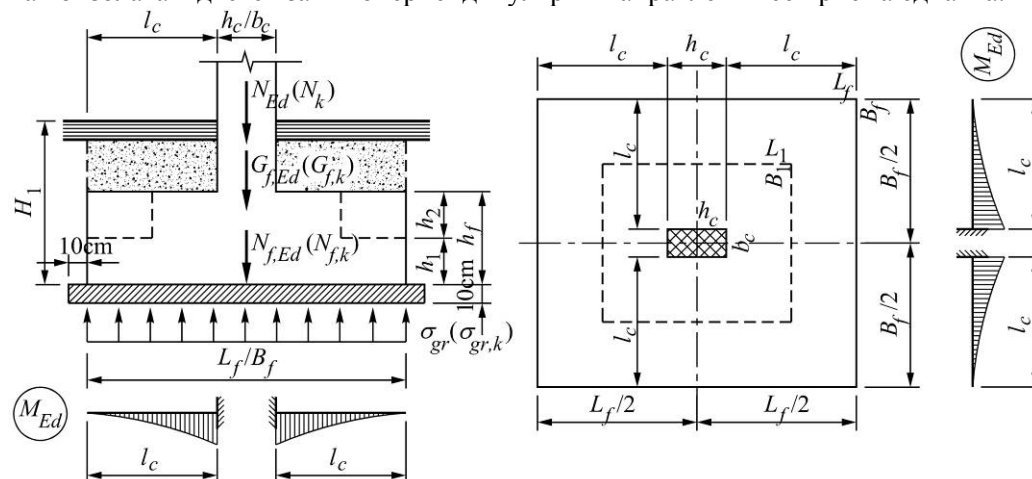


# ЕДИНИЧЕН ЦЕНТРИЧНО НАТОВАРЕН СТОМАНОБЕТОНЕН ФУНДАМЕНТ

## 1. Статическа схема и общи положения

Най-често използваните стоманобетонни единични фундаменти са едностъпалните, двустъпалните и пирамидалните.

Стоманобетонните единични фундаменти се решават като четиристранна конзола, запъната в ръбовете на колоната. При липса на огъващи моменти дължината на конзолата в двете взаимноперпендикулярни направления се приема еднаква.



При едни и същи условия с най-малка височина се получават едностъпалните фундаменти. Те са и най-удобни за изпълнение. Армировката им обаче е относително по-голяма.

Двустъпалните фундаменти са с най-нисък разход на стомана.

Минималната дълбочина на фундиране се определя от дълбочината на замръзване на почвата ( $80 \div 100$  cm за климатични условия на територията на Република България).

Основно изискване е наличието на достатъчно бетонно покритие на армировката. Под основната плоскост задължително се изпълнява подложен бетон с минимална дебелина от 10 cm.

## 2. Натоварване (товарни въздействия)

Основното натоварване върху фундамента е действащата в колоната максимална нормална сила на горен ръб фундамент. Нейната характеристична стойност е  $N_{Ed,k}$ , а изчислителната –  $N_{Ed}$ .

Меродавна е II група гранични състояния и по-точно слягането на почвата под основната плоскост. Директното му изчисляване се избягва чрез доказване, че нормативната почвена реакция  $\sigma_{gr,k}$  е по-малка или равна на изчислителното почвено натоварване  $R_0$ .

Стойността на  $\sigma_{gr,k}$  се определя за характеристичното, брутно натоварване на основната плоскост и при предпоставката за линейно разпределение на земната реакция.

За да се получи натоварването за основната плоскост на фундамента е необходимо предварително да се прогнозира дълбочината  $H_1$  за да се определи теглото на фундамента и на засипката над него. Като първа итерация характеристичната му стойност може да се приеме приблизително:

$$G_{f,k} = (0,15 \div 0,20)N_k \text{ [kN]}.$$

или да се пресметне по:

$$G_{f,k} = \gamma_m A_f H_1 = \gamma_m L_f B_f H_1 \text{ [kN]},$$

където  $\gamma_m = 20 \div 22$  kN/m<sup>3</sup> е усреднено обемно тегло на фундамента и засипката над него.

Следователно действащата характеристична нормална сила в основната плоскост на фундамента се получава:

$$N_{f,k} = N_k + G_{f,k} \text{ [kN]}.$$

### 3. Определяне размерите на основната плоскост

Размерите на основната плоскост на фундамента се извършва с действащите характеристични стойности на въздействията.

Основното уравнение за определяне размерите на основната плоскост се получава чрез доказване, че нормативната почвена реакция  $\sigma_{gr,k}$  е по-малка или равна на изчислителното почвено натоварване  $R_0$  (дадено по задание):

$$\sigma_{gr,k} = \frac{N_{f,k}}{A_f} \leq R_0.$$

Следователно

$$A_f \geq \frac{N_{f,k}}{R_0 - \gamma_m H_1} \quad \text{или} \quad A_f \geq \frac{(1,15 \div 1,20) N_k}{R_0}$$

$$l_c = \frac{L_f - h_c}{2} = \frac{B_f - b_c}{2}; \quad A_f = L_f B_f = (2l_c + h_c)(2l_c + b_c).$$

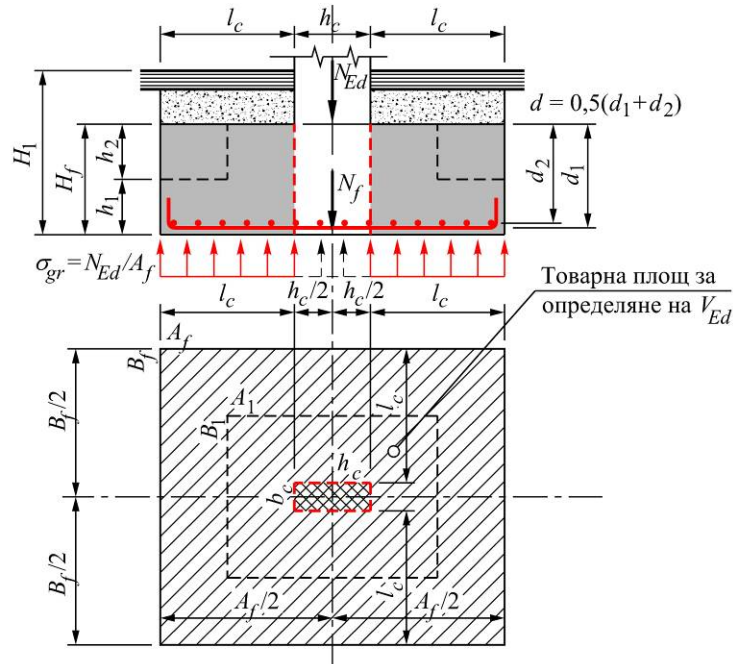
Размерите на основната плоскост се приемат кратни на 5 cm, като се спазва и земно-механичното условие –  $L_f/B_f \leq 1,5$

### 4. Оразмеряване тялото на фундамента

Височината на фундамента се определя чрез приетите размери на основната плоскост на фундамента и като се използва изчислителната стойност на действащата нормална сила в колоната. При определяне на действащата изчислителна почвена реакция под основната плоскост не се отчита собственото тегло на фундамента и засипката върху него:

$$\sigma_{gr} = \frac{N_f}{A_f} = \frac{N_{Ed}}{L_f B_f}.$$

4.1. Определяне на полезната височина на фундамента от условието бетона сам да поеме напреженията на срязване при продънване за сеченията непосредствено до колоната



Оразмерителното условие е срязващата сила, действаща в сечението непосредствено до колоната, да е по-малка или равна на максималната носимоспособност на стоманобетона на срязване при продънване:

$$V_{Ed} = (A_f - b_c h_c) \sigma_{gr} \leq V_{Rd,max} = u_0 d v_{ck} / 3,$$

където

- $\nu$  е коефициент, отчитащ наличието на пукнатини, причинени от сръзващите напрежения в тялото на фундамента и се определя по  $\nu = 0,6(1 - f_{ck}/250)$ ;
- $u_0$  е периметър на напречното сечение на колоната –  $u_0 = 2(h_c + b_c)$ ;
- $d$  е усреднената полезна височина на фундамента –  $d = (d_1 + d_2)/2$ ;
- $h_c$  и  $b_c$  са размерите на напречното сечение на колоната, която се явява и то-варната площ на фундамента.

Следователно за усреднената полезна височина на фундамента се получава:

$$d \geq \frac{3V_{Ed}}{u_0 \nu f_{ck}} = \frac{2,5V_{Ed}}{(h_c + b_c)(1 - f_{ck}/250)f_{ck}} \quad [\text{mm}].$$

Откъдето височината на едностъпалния фундамент се получава:

$$h_f \geq d + c_{nom} + \phi \quad [\text{mm}],$$

където номиналното бетонно покритие при наличие на подложен бетон под основната плоскост на фундамента се приема  $c_{nom} = 45 \text{ mm}$ , а диаметъра на носещата армировка може първоначално да се приеме  $\phi = 20 \text{ mm}$ .

*4.2. Определяне площта на необходимата опънна армировка в основната плоскост на фундамента.*

Носещата армировка на фундамента се определя от огъващите моменти, действащи в четиристранната конзола, запъната в ръбовете на колоната. За опростяване на изчисленията те се определят от натоварването им с равномерно разпределение товар от изчислителния реактивен натиск на почвата  $\sigma_{gr}$ , като максималните им стойност за един линеен метър при еднаква дължина на конзолните участъци е:

$$\max M_{Ed} = \frac{\sigma_{gr} l_c^2}{2} = \frac{\sigma_{gr}}{2} \left( \frac{L_f - h_c}{2} \right)^2 = \frac{1}{8} \sigma_{gr} (L_f - h_c)^2 \quad [\text{kNm/m}'].$$

Носещата опънна армировка се определя аналогично на оразмеряването на плоскостите елементи като в полза на сигурността полезната височина се приема като за втори ред армировка –  $d = d_2 = h_f - c_{nom} - 1,5\phi \approx h_f - 75 \text{ [mm]}$ . Широчината се приема  $b = 100 \text{ mm}$ :

1) Определя се коефициента  $\alpha_M = \frac{\max M_{Ed}}{f_{cd} b d^2}$ ;

2) Проверява се условието  $\alpha_M \leq \alpha_{M,bal} = 0,295$  и ако не е изпълнено се увеличава височината на фундамента;

3) Определя се относителната височина на натисковата зона:

$$\xi = x/d = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_M} \right);$$

4) Определя се необходимата площ на опънната армировка от:

$$A_s = 0,8\xi \frac{f_{cd}}{f_{yd}} b d = 0,613\xi \frac{f_{ck}}{f_{yk}} b d;$$

5) Сравнява се дали получената армировка е по-голяма от минималната

$$A_s \geq A_{s,min} = \max \left\{ 0,26 f_{ctm} / f_{yk}; 0,0013 \right\} b d;$$

6) Проверява се получения коефициент на армиране  $\rho = A_s / (b d)$ ; като за фундаменти се препоръчва  $\rho \leq 0,25\%$ . При  $\rho > 0,25\%$  е необходимо да се увеличи височината на фундамента.

7) Избира се площта на напречното сечение на носещата армировка и се определя бройката им за един линеен метър, както и разстоянието между тях:

$$n_s = \frac{A_s}{A_{s\phi 1}} \quad [\text{бр./m}']; \quad s = \frac{1000}{n_s} \quad [\text{mm}].$$

8) За разстоянието между армировъчните пръти трябва да е спазено изискването:

$$s_{min} = 100 \text{ mm} \leq s \leq s_{max} = f(w_k);$$

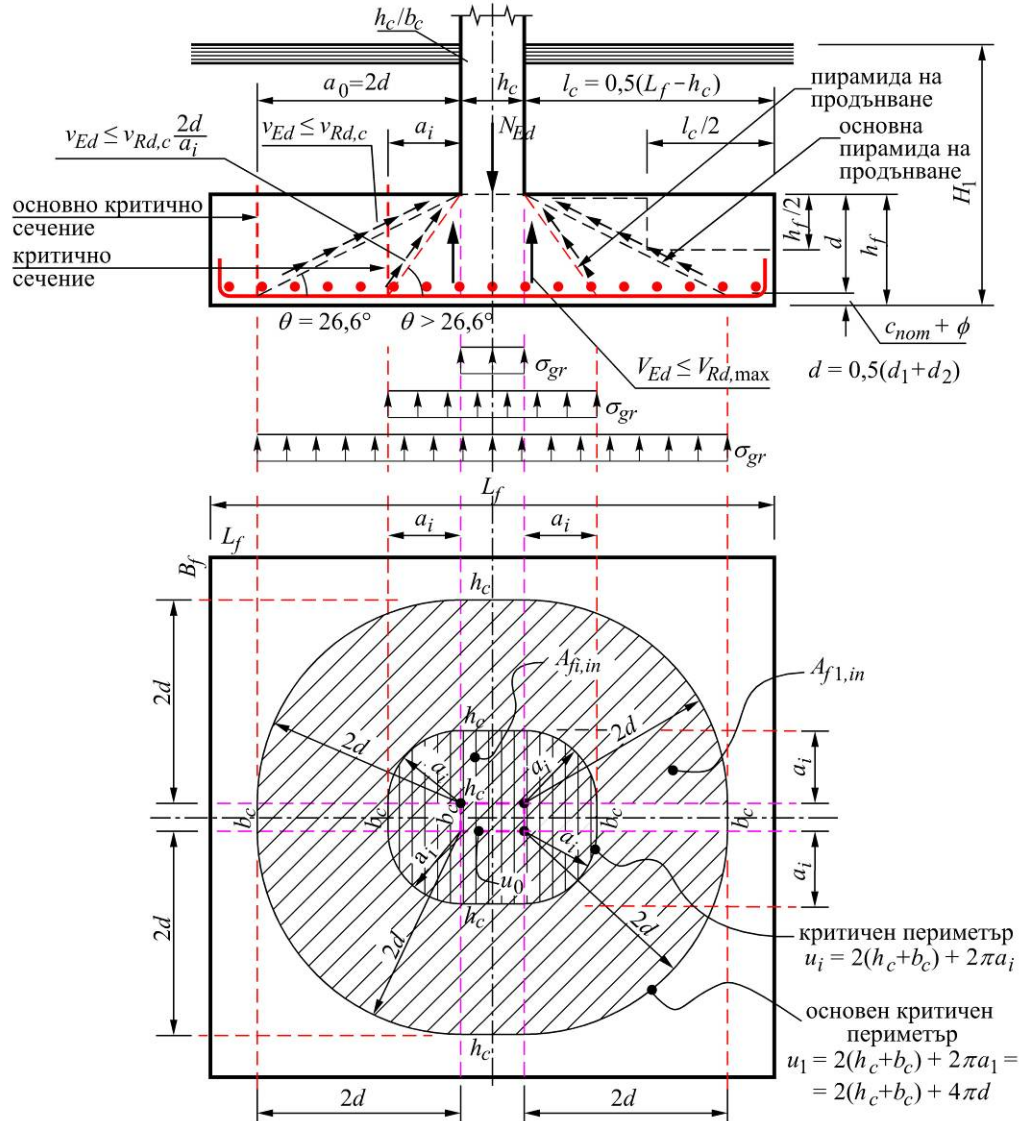
където максималното разстояние между прътите се приема във функция на допустимата широчина на пукнатините  $w_k$ . При  $w_k \leq 0,3 \text{ mm}$  може да се приеме  $s_{\max} = 200 \text{ mm}$ .

9) Общия брой на армировъчните пръти в съответното направление се получава като бройката за един линеен метър се умножи по широчината в съответното направление

$$N_x = n_s B_x + 1 \quad \text{и} \quad N_y = n_s L_f + 1.$$

#### 4.3. проверка на продъждане с отчитане на опънната армировка в основната плоскост

Сечението на фундамента, което следва очертавания на проверявания критичен периметър, се нарича *критично сечение*. Височината на всяко критично сечение, ако то се намира в рамките на полезната височина  $d$ , се приема равна на  $d$ .



При фундаментите проверка на продъждане се извършва както за основния критичен периметър  $u_1$ , така и за други критични периметри, които като очертаване са подобни на основния. При тях разстоянието от очертавания на товарната площ на фундамента до техния контур, както и дължината им ще означаваме съответно с  $a_i < 2d$  и  $u_i < u_1$ , където  $u_i$  е дължината на кой да е друг критичен периметър.

За да може бетонът в разглежданото критично сечение сам да поеме срязването, трябва да е изпълнено условието

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u_i d} = \frac{(A_f - A_{f1,in}) \sigma_{gr}}{u_i d} \leq v_{Rd,c} \frac{2d}{a_i},$$

където

- $A_{f_i, in} = h_c b_c + (h_c + b_c) 2a_i + \pi a_i^2$  е площта от основната плоскост, попадаща вътре в разглеждания критичен периметър;
- $A_f = L_f B_f$  е площта на основната плоскост на фундамента;
- $u_i = 2(h_c + b_c) + 2\pi a_i$  е дължината на разглеждания критичен периметър;
- $\sigma_{gr} = N_{Ed} / A_f$  е действащата изчислителна почвена реакция под основната плоскост на фундамента;
- $d = 0,5(d_1 + d_2) = h_f - c_{nom} - \phi$  е усреднената полезна височина на фундамента;
- $v_{Rd,c} = \max\{0,12k(100\rho_{xy}f_{ck})^{1/3}; 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}\}$  е изчислителната стойност на носимоспособността на плочата на срязване от продънване за единица дължина от периметъра на плочата при продънване без напречна армировка в разглежданото критично напречно сечение;
- $k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2,0$  е мащабният коефициент;
- $\rho_{xy} = \sqrt{\rho_x \rho_y} = \sqrt{A_{sx} A_{sy} / (100d)^2} \leq 0,02$ , е усредненият коефициент на армиране на надлъжната опънна армировка.

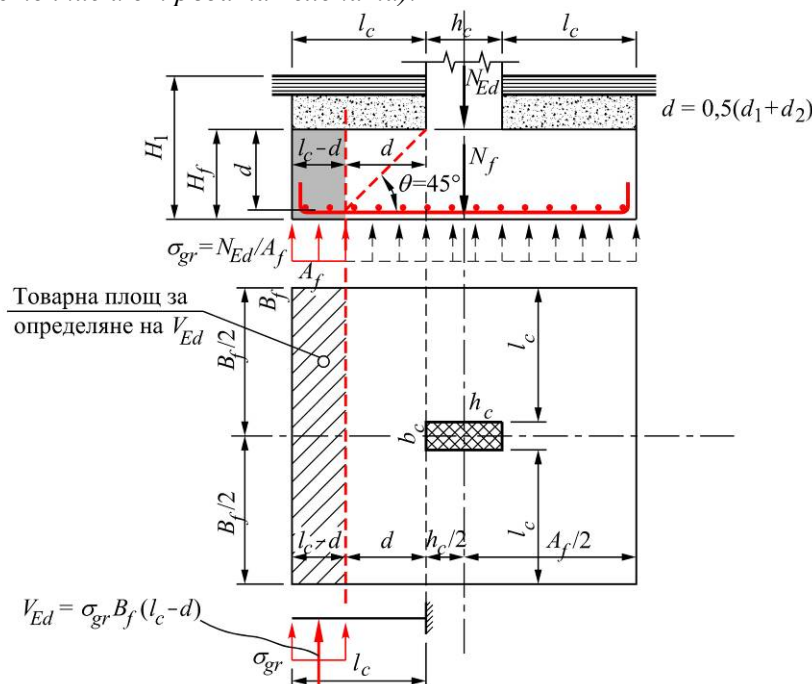
За основния критичен параметър  $u_0$ , при който ъгъла на пирамидата на продънване е  $\theta = 26,6^\circ$ , проверката добива вида:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed, red}}{u_0 d} = \frac{(A_f - A_{f0, in}) \sigma_{gr}}{[2(h_c + b_c) + 4\pi d] d} \leq v_{Rd, c}$$

където  $A_{f0, in} = h_c b_c + (h_c + b_c) 2a_0 + \pi a_0^2 = h_c b_c + (h_c + b_c) 4d + 4\pi d^2$  е площта от основната плоскост, попадаща вътре в основния критичен периметър.

Задължително се проверява критичния периметър, разположен на разстояние  $d$  от ръба на колоната. При него ъгълът на пирамидата на продънване е  $\theta = 45^\circ$ .

4.4. Проверка за напречни сили (за срязване в меродавното сечение, намиращо се на разстояние  $d$  от ръба на колоната).



Извършва се и проверка за напречни сили в сечението, разположено на разстояние  $d$  от ръба на колоната, като трябва да бъде изпълнено условието:

$$V_{Ed} = \sigma_{gr} B_f (l_c - d) \leq V_{Rd, c} = v_{rd, c} B_f d$$

където  $v_{Rd,c} = \max\{0,12k(100\rho_{xy}f_{ck})^{1/3}; 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}\}$  е изчислителната стойност на носимоспособността на плочата на срязване от продънване за единица дължина от периметъра на плочата при продънване без напречна армировка в разглежданото критично напречно сечение;

Ако след направените проверки височината на фундамента  $h_f$  се получи по-голяма или равна на 80 cm е необходимо фундаментът да се конструира като двустъпален.

### 5. Проверка на напреженията в земната основа след уточняване габаритите на единичния фундамент

С определените вече габарити на фундаментното тяло се определя точно неговото тегло и засипката върху него и се проверяват отново напреженията в земната основа под основната плоскост:

$$\sigma_{gr,k} = \frac{N_{f,k}}{A_f} = \frac{N_k + G_{f,k}}{L_f B_f} \leq R_0.$$

### 6. Изчислителна проверка за носимоспособността на земната основа под основната плоскост на фундамента

Тази проверка се извършва при вече определените размери на фундамента  $L_f, B_f, h_f$  и получената дълбочина на фундиране  $H_1$ . Приема се че имаме дренирани почвени условия и наличие на само един почвен пласт до котата на фундиране. В този случай носещата способност на земната основа е

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} A_f (c' N_c s_c + q' N_q s_q + 0,5 \gamma' B_f N_\gamma s_\gamma).$$

където:

- $\gamma_R = 1,4$  е частен коефициент за носимоспособност;
- $c'$  е кохезия на почвения пласт, в който е извършено фундирането. В курсовия проект се приема  $c' = 0,010 \div 0,002$  МПа;
- $\gamma'$  е изчислително ефективно обемно тегло на почвата под котата на фундиране  $\gamma' = 10 \div 20$  kN/m<sup>3</sup>;
- $q'$  е изчислително ефективно напрежение от геоложки товар (теглото на почвените пластове) на нивото на основната плоскост на фундамента –  $q' = H_1 \gamma'$ ;
- $\varphi'$  е ъгъл на якостта на срязване (на вътрешно триене) –  $\varphi' = 15 \div 25^\circ$ ;

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \varphi'} \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi'}{2} \right); \quad N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \varphi'; \quad N_\gamma = 2(N_q - 1) \operatorname{tg} \varphi';$$

$$s_q = 1 + \frac{B_f}{L_f} \sin \varphi'; \quad s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B_f}{L_f}; \quad s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}.$$

Носещата способност на земната основа под основната плоскост на фундамента се счита за осигурена, ако е изпълнено условието

$$N_{f,Ed} = N_{Ed} + 1,35 G_{k,f} \leq R_d.$$

Ако условието не е изпълнено, се увеличават размерите на основната плоскост, като изчислението се повтаря. Увеличените размери на основната плоскост трябва да изпълняват следните две изисквания:

- конзолните излизания на фундамента извън контура на колоната в двете направления трябва да останат равни;
- отношението на размерите на основната плоскост се запазва  $L_f / B_f \leq 1,5$ .

### 7. Конструирание на фундамента

Конструиранието на фундамента се прави в мащаб М1:25. Необходимо е избра-

ната височина да е по-голяма от дължината  $l_{bd}$  на закотвяне на носещата армировка от колоната без да се включва дължината на крачето.

Свързването на колоната с фундамента се осигурява с надлъжна армировка (фусове), която по брой и диаметър се приема както армировката в колоната на ниво горен ръб фундамент. За осигуряване проектното положение на фусовите пръти се предвиждат конструктивни стремена през разстояние  $25 \div 30$  cm и минимум 3 броя. Техните размери са по-малки с по два диаметъра на надлъжната армировка за да не се налага да бъдат заготвени с огъвки. Дължината на хоризонталното им краче се приеме  $10 \div 20$  cm в зависимост от диаметъра на пръта.

Снаждането фусовите пръти от фундамента с армировката от колоната е аналогично на това при колоните в етажните нива.

По експериментални изследвания е установено, че при натоварването от колоната във фундамента се създава сводово действие в двете направления, хоризонталните сили от което се поемат от опънната армировка. Тази армировка трябва да се закотви в краищата като се конструира с крачета с минимална височина 20 cm.

