

STUDII CU PRIVIRE LA SOLUȚII DE FUNDAȚII UTILIZÂND PLĂCI SUBȚIRI CONICE ȘI POLIEDRICE

Ion SCORDALIU

CSI dr. ing. , Institutul Național de Cercetare-Dezvoltare în Construcții, Urbanism și Dezvoltare Teritorială Durabilă URBAN INCERC Sucursala Timișoara

Alina TIRTEA

CS drd. ing. , Institutul Național de Cercetare-Dezvoltare în Construcții, Urbanism și Dezvoltare Teritorială Durabilă URBAN INCERC Sucursala Timișoara

Abstract. Theoretical and experimental studies have been performed in order to determine the possibility of using thin plates as foundation solutions for frame structures.

It was studied three types of solutions regarding the realization of isolated footing under columns using two types of thin plates:

a) Conical plates with the top upward (element E_1), respectively the top downward (element E_2);

b) Trunk of pyramid type of polyhedral plates (element E_3).

These two types of thin plates have been considered for the following reasons:

- Favorable stress distribution in the foundation soil;
- The stresses that occur within the thin plate are mainly compressive, which leads to a significant reduction of foundation reinforcement.
- Reduced consumption of concrete and reinforcement.

Key words: Foundation (column footing); thin plates, stress distribution.

1. Introducere

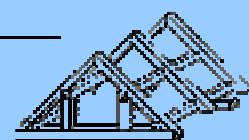
Studiile teoretice și experimentale efectuate au urmărit studiul posibilității utilizării unor plăci subțiri la execuția unor soluții de fundare prin ștanțare. S-au studiat trei soluții de realizare a fundațiilor izolate sub stâlpi, utilizând două tipuri de plăci subțiri.

a) plăci conice cu vârful în sus (element E_1) respectiv în jos (element E_2).

b) plăci poliedrice tip trunchi de piramidă (element E_3).

c) S-au ales aceste două tipuri de plăci din următoarele considerente:

- distribuția favorabilă a eforturilor în terenul de fundare;
- apariția unor eforturi preponderent de compresiune în placa subțire, ceea ce micșorează cantitatea de armătură din fundație;
- distribuția favorabilă a eforturilor în teren;
- consumul redus de armătură și beton.



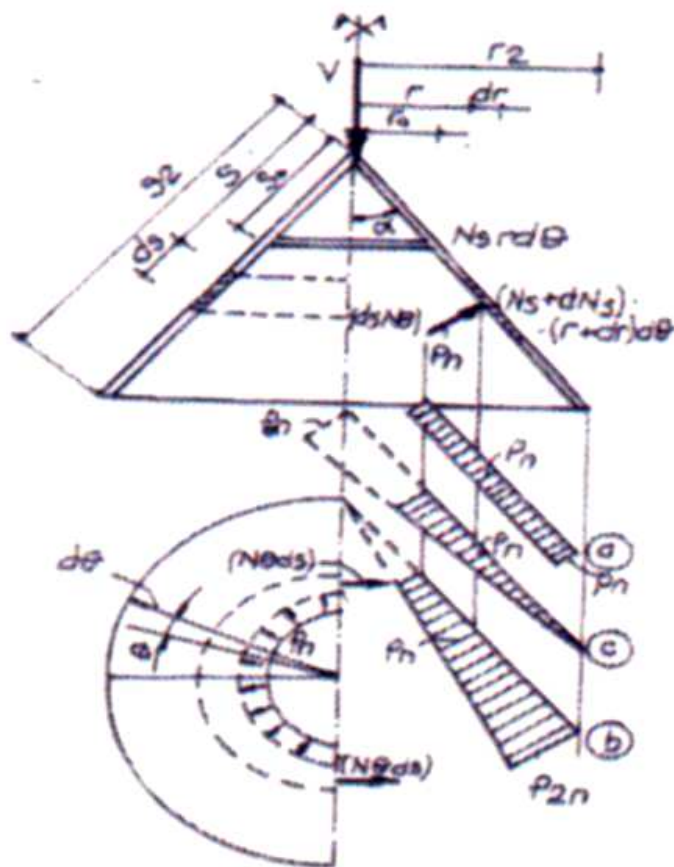
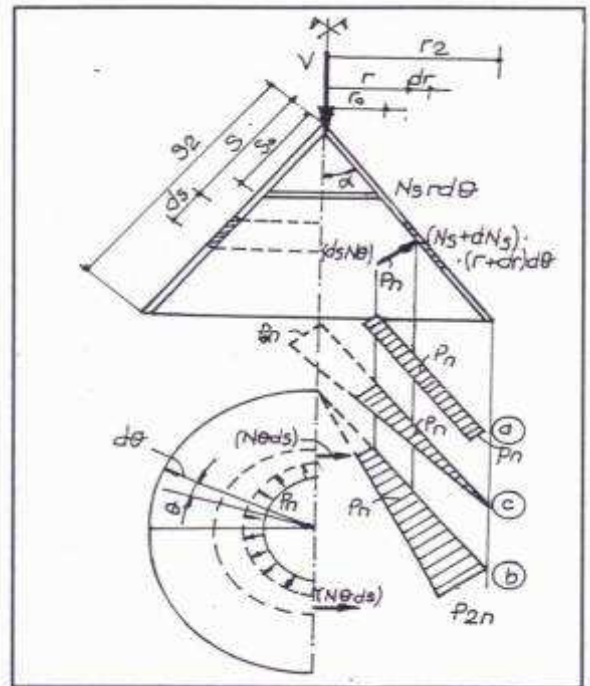
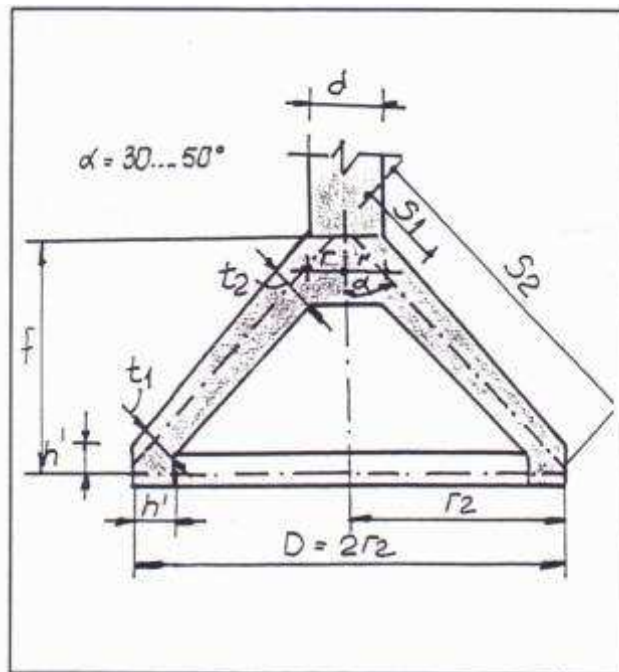
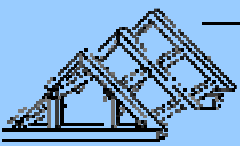


Fig. 1 Element de tip E_1 - placă conică cu bloc de rezemare



Studii asupra unor fundații din plăci subțiri

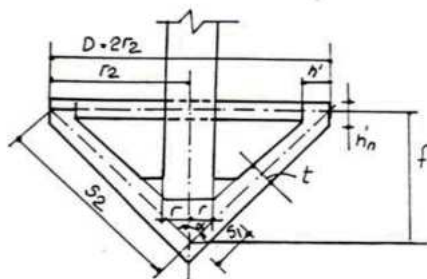
Element de tip E₁ – placă conică cu bloc de rezemare cu vârful în sus – (Fig. 1).

Dimensiunile posibile de utilizare în cazul tehnologiei de ștanțare prin vibraare, batere sau presare statică sunt:

- diametrul cercului de bază $D = 70 \dots 150 (2,00) \text{ m}$;
- înălțimea fundației $f = 0,60 \dots 1,00 \text{ m}$;
- grosimea minimă a plăcii $t = 10 \text{ cm}$.

Element de tip E₂ – placa conică inversă (cu vârful în jos)

Schema generală a unui astfel de element este prezentată în (Fig. 2). Dimensiunile utilizabile în cazul execuției prin ștanțare sunt:
 $D_e = 0,70 \dots 1,50 (2,00) \text{ m}$; $D_m = 0,50 \dots 1,30 \text{ m}$;
 $f = 0,50 \dots 1,0 \text{ m}$; grosimea minimă a plăcii $t_{\min} = 10 \text{ cm}$.



D - diametru
 f - înălțimea fundației
 t - grosimea plăcii
 $\alpha = 30 \dots 50^\circ$

Fig. 2. Fundație din placă conică inversă

Element tip E₃ – placă poliedrică trunchi de piramidă.

Dimensiunile utilizabile în cazul execuției prin ștanțare sunt următoarele (Fig. 3)
 $L = 0,70 \dots 1,50 (2,00) \text{ m}$; $f = 0,50 \dots 1,00 \text{ m}$;
 grosimea minimă a plăcii $t = 10 \text{ cm}$;
 înălțimea nervurii de rigidizare de la bază $h_s = 10 \text{ cm}$ și lățimea acesteia 10 cm .

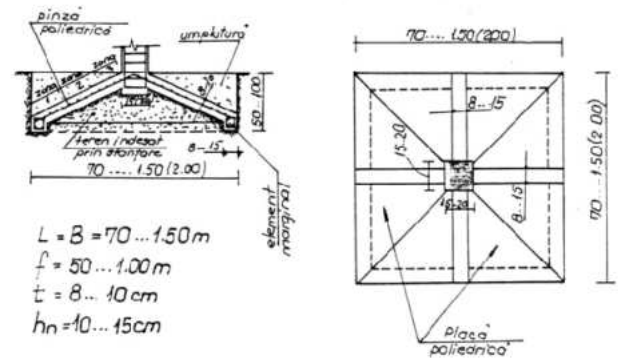


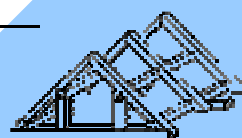
Fig. 3. Dimensiuni fundații din plăci poliedrice.

2. Încercări experimentale

Soluțiile care s-au studiat în cadrul cercetărilor experimentale și teoretice (Fig. 4) sunt destinate în primul rând fundării pe terenuri "normale" din punct de vedere al condițiilor de fundare, sau în condițiile unor terenuri slabe în suprafață pe grosimi reduse (1...2 m).



Fig. 4. Fundații din plăci subțiri conice și poliedrice



2. 1. Experimentări pe fundații din plăci conice cu bloc de rezemare (element tip E₁)

Modelele experimentale au avut următoarele caracteristici geometrice Fig. 5:

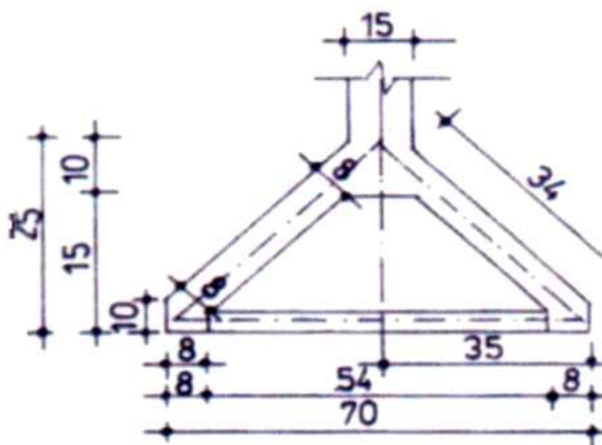


Fig. 5. Schemă element E₁ - Fundație din placă tronconică cu bloc de rezemare

Armarea a fost efectuată pe baza calculului capacității portante în diferite ipoteze de rupere după cum urmează:

- $P_1 = P_{cap}$ corespunzătoare cedării armăturii din zona 1 (în vecinătatea inelului de rigidizare);
- $P_2 = P_{cap}$ corespunzătoare cedării betonului din zona 2 (în vecinătatea stâlpului) unde apar eforturi maxime de compresiune;
- $P_3 = P_{cap}$ corespunzătoare cedării armăturii din zona 3.

Compararea valorilor sarcinilor de rupere calculate teoretic și obținute experimental este făcută în Tabelul 1. Fisurarea celor 6 fundații s-a produs la valori ale forței de încărcare de 146,4...164,70 KN.

Cedarea fundațiilor s-a produs pentru toate modelele prin apariția și dezvoltarea unor fisuri radiale în zonele marginale.

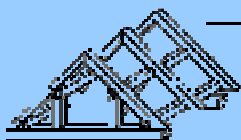
Diferențele sunt mai mici sau mai mari în funcție de modul de distribuție al presiunilor pe interiorul fundației și a considerării sau nu a rugozității suprafeței de contact dintre fundație și teren.

Ruperea fundațiilor s-a produs prin apariția de fisuri radiale cu deschideri maxime în zona inferioară ceea ce denotă că ruperea s-a produs prin depășirea rezistenței armăturii circulare din această zonă

2. 2. Experimentări pe fundații din plăci conice cu vârful în jos (elemente tip E₂)

Ținând cont de destinația posibilă a unor astfel de fundații:

- fundații izolate sub stâlpi;
- construcții circulare la care încărcarea se transmite concentrat în 3-4 puncte pe inelul superior;
- construcții circulare la care încărcarea se transmite uniform distribuit pe inelul superior.



Tabelul 1

Încărcări de rupere P_r (kN)	Încărcări capabile (kN)			Coeficienți de siguranță			Tasare maximă cm
	P_1	P_2	P_3	P_r/P_1	P_r/P_2	P_r/P_3	
201,30	147,16	750	147,16	1,367	0,26	1,367	2,80
201,30	147,16	750	147,16	1,367	0,26	1,367	3,77
201,30	147,16	750	147,16	1,367	0,26	1,369	1,80
219,60	147,16	750	147,16	1,367	8,29	1,492	2,58
210,45	147,16	750	147,16	1,367	0,28	1,43	3,24
210,30	147,16	750	147,16	1,367	0,19	1,367	2,90

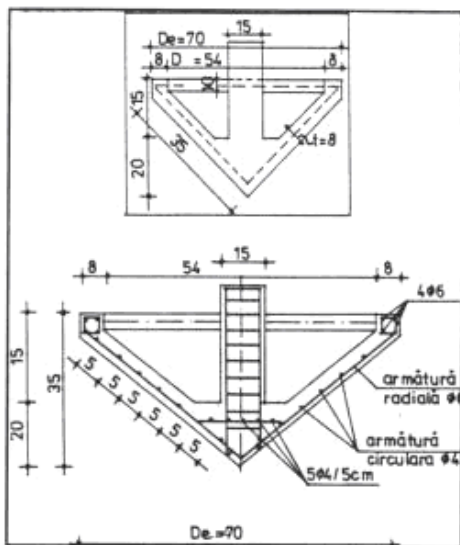


Fig. 6. a. Dimensiunile geometrice



Fig. 6. b. Schema de armare



S-au efectuat câte 2 încercări pentru fiecare mod posibil de transmitere a încărcării.

a) cazul solicitării axiale:

Mecanismul de rupere al fundației s-a format prin apariția și dezvoltarea unor fisuri circulare situate în zona 1 și 2 a suprafeței conice, unite între ele la exterior prin fisuri radiale.

Acest lucru înseamnă că cedarea fundației s-a produs în primul rând datorită cedării la întindere a armăturii radiale și pe măsura creșterii încărcării, a armăturii circulare.

Armarea fundațiilor s-a făcut pe baza calculului capacității portante, în diferite stadii de rupere.

- $P_1 = P_{cap}$ corespunzător cedării armăturii radiale;
- $P_2 = P_{cap}$ corespunzător cedării armăturii circulare din zona 1;
- $P_3 = P_{cap}$ din condiția de cedare a betonului de sub stâlp.

Încărcarea de cedare se obține cu relația:

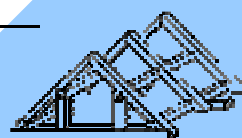
$$P_{cap} = \min (P_1; P_2; P_3)$$

Pentru fundațiile experimentale s-au obținut valorile:

- $P_1 = 91,97 \text{ kN}$;
- $P_2 = 147,16 \text{ kN}$;
- $P_3 = 518,1 \text{ kN}$,

de unde $P_{cap} = 91,97 \text{ kN}$.

Comparația cu valorile experimentale este făcută în Tabelul 2.



Tabelul 2. Tabel comparativ.

Încărcarea de rupere (kN)	Încărcarea capabilă (kN)			Coeficienți de siguranță			Tasarea maximă (cm)
	P ₁	P ₂	P ₃	P ₁ /P ₁	P ₁ /P ₂	P ₁ /P ₃	
109,80	91,97	147,16	518,1	1,19	0,74	0,21	2,32
128,10	91,97	147,16	518,1	1,39	0,87	0,24	2,45

b) Cazul solicitării prin 4 forțe concentrate

Forțele concentrate s-au aplicat pe nervură după două diametre ortogonale.

În acest caz de solicitare natura eforturilor a fost următoarea (între punctele de aplicare a forțelor):

- eforturi circulare σ_{θ} de întindere;
- eforturi radiale σ_r de compresiune.

Cedarea fundațiilor s-a produs prin apariția și dezvoltarea unor fisuri înclinate în inelul de rigidizare în dreptul suprafeței de aplicare a forțelor concentrate. Acest mod de cedare indică faptul că fisurarea inelului s-a produs sub acțiunea forțelor tăietoare.

c) Cazul solicitii uniforme distribuite pe inelul de rigidizare:

Forța maximă aplicată a fost de 219 kN pentru care s-au obținut tasări de 5,20 și 5,60 cm. Nu s-au semnalat fisuri nici în placa conică nici în inelul de rigidizare ceea ce confirmă faptul că în acest caz eforturile N_{θ} și N_s sunt de compresiune. Tot la eforturi de compresiune este solicitat și inelul de rigidizare de la partea superioară.

Ruperea modelelor s-a produs pentru toate cele 6 modele prin fisuri radiale după direcția muchiilor de intersecție ale plăcii trapezoidale și fisuri în jurul stâlpului ceea ce corespunde unui mecanism de tip a (Fig. 8)

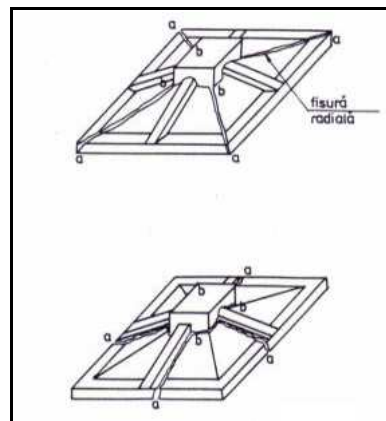


Fig. 7. Schema modelului

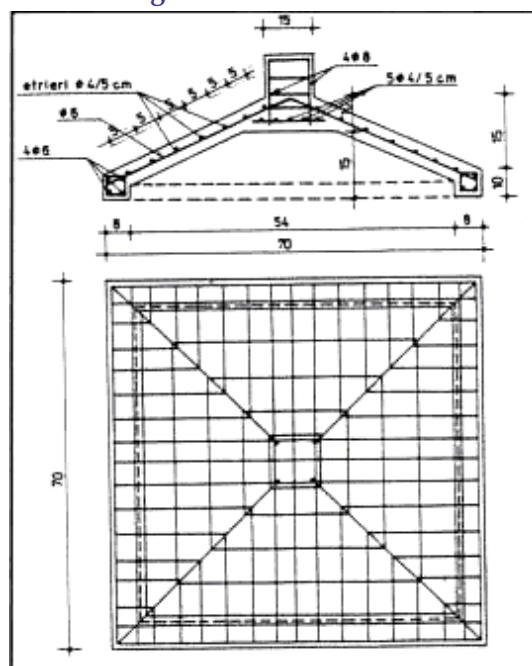
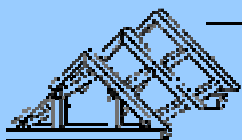


Fig. 8. Mecanism de cedare



Fig. 9. Fundație placă poliedrică



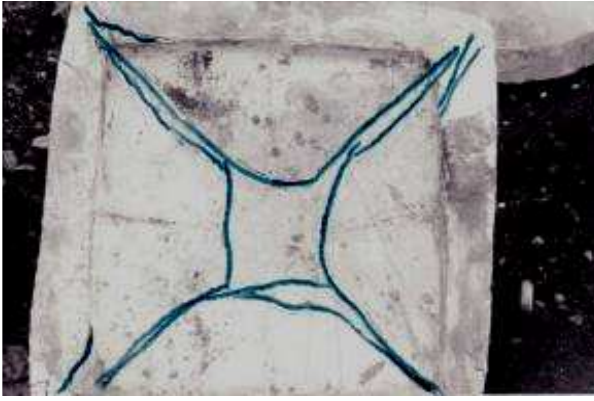


Fig. 10. Mecanismul de cedare-experimental



Fig. 11. Amprentă

2.3. Experimentări pe fundații din plăci poliedrice (element de tip E₃)

Incerările au urmărit determinarea mecanismului de rupere (Fig. 8). Aplicând metode de calcul în domeniul plastic și ținând cont de modul de rupere și de proprietățile materialului utilizat s-a obținut drept forța de rupere valoarea 120,4 kN.

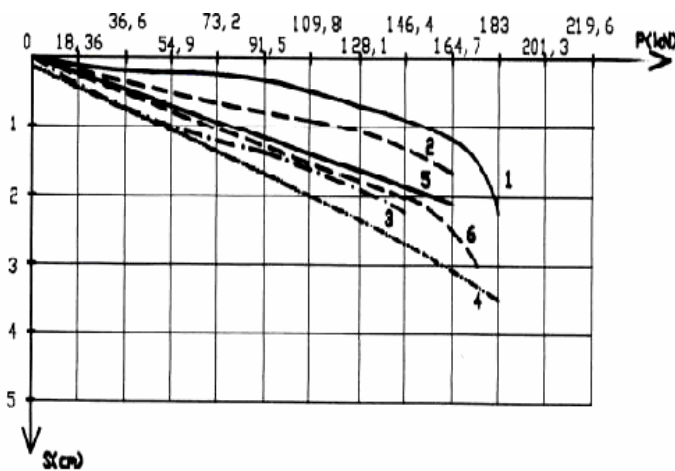


Fig. 12. Curbe de încărcare - tasare

Forța de rupere obținută experimental a avut valori cuprinse între 164,70 și 183,00 kN, ceea ce reprezintă o valoare cu 36...51 % mai mare decât valoarea rezultată prin calcul.

3. Elemente de calcul a soluțiilor de fundații studiate

3.1. Fundații din plăci tronconice cu vârful în sus

Fundațiile din plăci tronconice subțiri se pot realiza în următoarele variante (Fig. 13):

- a) fundație monolită pentru stâlp monolit;
- b) fundație monolită pentru stâlp prefabricat;
- c) fundație prefabricată pentru stâlpi prefabricați.
- d) Suprafața de rezemare a fundației se determină în urma verificării condițiilor:

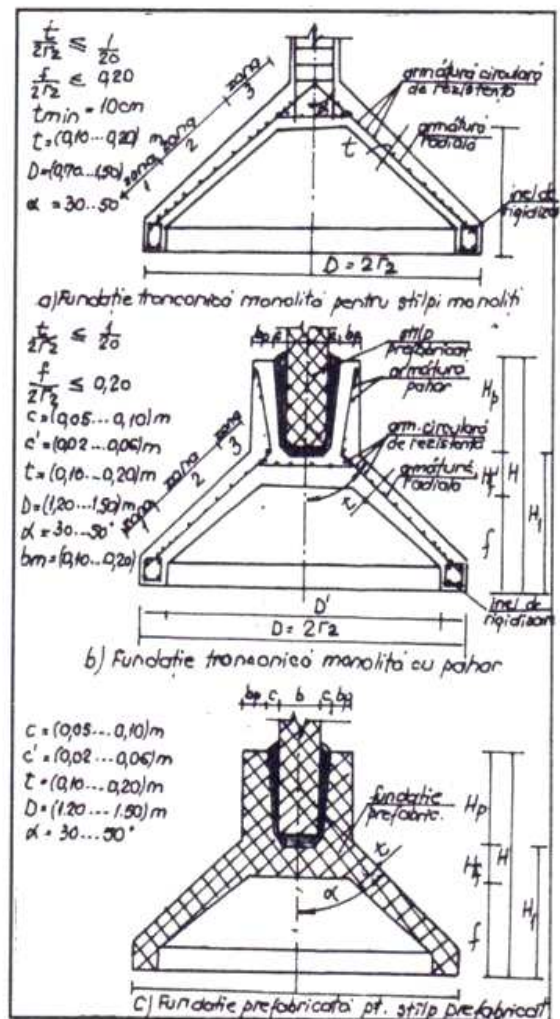
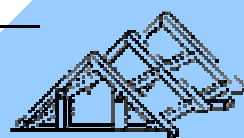


Fig. 13. Fundații din plăci tronconice



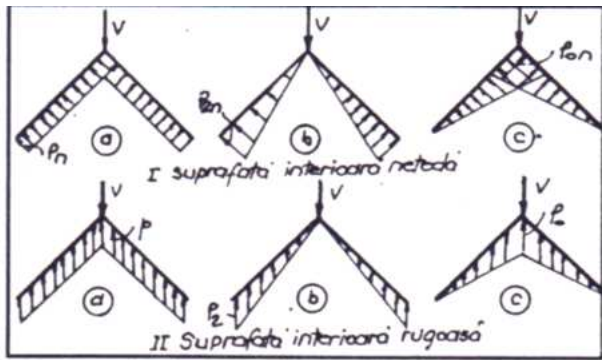


Fig. 14. Distribuția presiunilor reactive

pentru solicitări centrice: $p = \frac{V}{\pi r^2} \leq P_c$ (1)

pentru solicitări excentrice:

$$p_M = p \left(1 + \frac{4e}{r^2}\right) \leq 1,2 \cdot P_c \quad (2)$$

în care: V - sarcina verticală; M - momentul exterior; P_c - capacitatea portantă a terenului îndesat (p_{pl} sau p_{ct}) determinate conform STAS 3300/2-85, pentru parametrii rezistenței la forfecare ϕ și C determinați în funcție de indicele porilor terenului îndesat în urma procesului de ștanțare.

Calculul secțiunilor din beton armat

Grosimea minimă a plăcii tronconice a fundației se ia $t = 10$ cm (din condițiile tehnologice).

Se vor respecta valorile rapoartelor:

$$\frac{t}{2r_2} \leq \frac{1}{20}; \quad \frac{f}{2r_2} \leq 0,20 \quad (3)$$

pentru ca placa să poată fi considerată subțire și pleoștită, pereții paharului se dimensionează în conformitate cu normativul P10-86 cu respectarea condițiilor.

$$H_f \geq 15 \text{ cm}; \quad H_f \geq \frac{N_0}{UR_t};$$

$$H_f + H_p \geq \frac{N}{UR_t^n} \quad (4)$$

Unde: N_0 - forța axială de calcul; U - perimetrul secțiunii transversale a stâlpului; N - forța axială maximă de calcul a stâlpului; R_t , R_t^n - rezistența de calcul, respectiv normată la întindere a betonului utilizat.

Armarea plăcii și a paharului

Placa tronconică se armează cu armătură circulară de rezistență și armătură radială dispusă constructiv.

Armătura de rezistență circulară se determină cu relația:

$$A_a = \frac{N_\theta}{R_a} \text{ (cm}^2\text{/cm)} \quad (5)$$

unde: R_a - rezistența de calcul la întindere a armăturii utilizate.

Eforturile N_θ în placă se determină prin teoria membrană, considerând trei moduri de distribuție a presiunilor (Fig. 5, 14) din încărcare verticală concentrată.

Reacțiunile se consideră normale pe suprafață. În funcție de caracteristicile inițiale și finale ale terenului de fundare și mărimea încărcărilor în distribuția presiunilor reactive pot apare următoarele situații: (Fig. 5, 14).

Cazul a) - distribuție constantă $p = ct$.

cazul fundațiilor cu încărcări mici, când rigiditățile terenului îndesat și ale plăcii sunt sensibil egale;

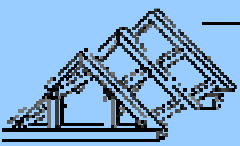
Cazul b) - variația liniară cu concentrări ale presiunilor în zonele marginale în cazul fundațiilor cu încărcări mari când rigiditatea pânzei este mai mare decât cea a terenului;

$$P_n = \frac{r}{r_2} \cdot p_{2n} \quad (6)$$

Cazul c) - variația liniară cu concentrări ale presiunilor în zona centrală, când rigiditatea terenului este mai mare decât cea a pânzei.

$$P_n = \frac{1-r}{r_2} \cdot p_{on} \quad (7)$$

În ceea ce privește distribuția presiunilor reactive s-a stabilit experimental că valorile cele mai apropiate ale eforturilor secționale cu cele calculate teoretic se obțin considerând cazul c de distribuție și



considerând rugozitatea suprafeței (pentru cazul fundațiilor executate prin stanțare studiate).

Eforturile N_0 se calculează cu următoarele relații:

a) Încărcări cu forțe verticale (V):

cazul a)

$$N_0 = \frac{r}{\cos \alpha} \cdot p_n$$

cazul b)

$$N_0 = \frac{r^2}{r_2 \cos \alpha} \cdot p_{2n}$$

cazul c)

$$N_0 = \frac{(r_2 - r) \cdot r}{r_2 \cos \alpha} \cdot p_{on}$$

Când suprafața de contact este considerată rugoasă (presiunile se consideră verticale) relațiile de calcul ale eforturilor N_0 sunt următoarele:

cazul a)

$$P = ct; V = \frac{\pi(r_2^2 - r_o^2)}{\sin \alpha} \cdot p; N_0 = r \cdot \text{tg} \alpha \cdot p \quad (8)$$

cazul b)

$$P = \frac{r}{r_2} p_n; V = \frac{2\pi \cdot (r_2^3 - r_o^3)}{3 \cdot r_2 \cdot \sin \alpha} \cdot p_2;$$

$$N_0 = \frac{r^2 \cdot \text{tg} \alpha}{r_2} p_2 \quad (9)$$

cazul c)

$$P = (1 - \frac{r}{r_2} p_o);$$

$$V = \frac{\pi}{3 \cdot r_2 \cdot \sin \alpha} [r_2^3 - 3 \cdot r_o \cdot r_2 + 2 \cdot r_o^3];$$

$$N_0 = (r_2 - r) \cdot \text{tg} \alpha \cdot p_o$$

Pentru încărcările cu moment concentrat

$$(M): N_0 = \frac{4r^2 \cdot \sin^2 \alpha \cdot \cos \theta}{\pi \cdot \cos \alpha \cdot (r_2^4 - r_o^4)} M \quad (10)$$

Capacitatea portantă limită a fundației (V_{lim}) se va determina cu relațiile:

cazul a)

$$V_{lim} = \pi \cdot r_2^2 \cdot P_{lim} \quad (11)$$

unde:

$$P_{lim} = \frac{6}{r_1^3 - 3r_1r_2^2 + 2r_2^3} \left[\frac{N}{2} \cos \alpha (r_2 - r_1)^2 + M \cdot \sin^2 \alpha r_1 + \frac{N}{2} (r_2 - r_1) \cdot \sin^2 \alpha \right] \quad (12)$$

cazul b)

$$V_{lim} = \frac{6r_2}{r_2^4 - 2r_1r_2^3 + 2r_1^3r_2 - r_1^4} [N \cdot \cos \alpha (r_2 - r_1)^2 + 2M \cdot r_1 \cdot \sin^2 \alpha] + \frac{6N' \cdot (r_2 - r_1) \cdot \sin^2 \alpha}{r_1^3 + 3r_1r_2 + 2r_2^3}$$

S-au folosit notațiile: (**Fig. 15. a**)

r_1 - raza secțiunii unde apare articulația plastică care poate fi luată egală r_o , raza zonei de încastrare a stâlpului

N - capacitatea portantă a secțiunii plăci subțiri din beton armat pe unitatea de lățime la întindere circulară;

M - momentul încovoietor capabil, pe unitatea de lățime a secțiunii din beton armat în zona de apariție a articulației plastice (la raza r_1);

N' - capacitatea portantă a inelului de rigidizare la întindere centrică.

3. 2. Fundații din plăci conice cu vârful în jos

Alcătuire (**Fig. 15. b**)

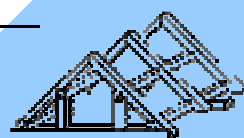
Suprafața de rezemare se determină prin impunerea condițiilor (1; 2)

Unghiul de înclinare al generatoarei față de verticală se ia $\alpha = 30^\circ \dots 50^\circ$, iar diametrul inelului de rigidizare va fi $D = 1,0 \dots 1,50$ m.

Dimensionare

Grosimea plăcii "t" rezultă din condiția:

$$t = \frac{N}{R_c} \geq t_o = 10 \text{ cm} \quad (13)$$



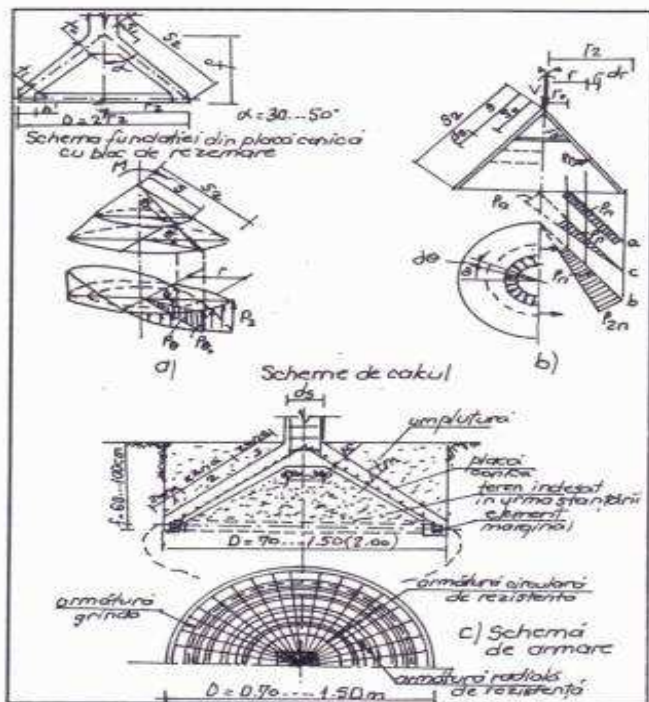


Fig. 15. a Schema fundației cu vârful în sus

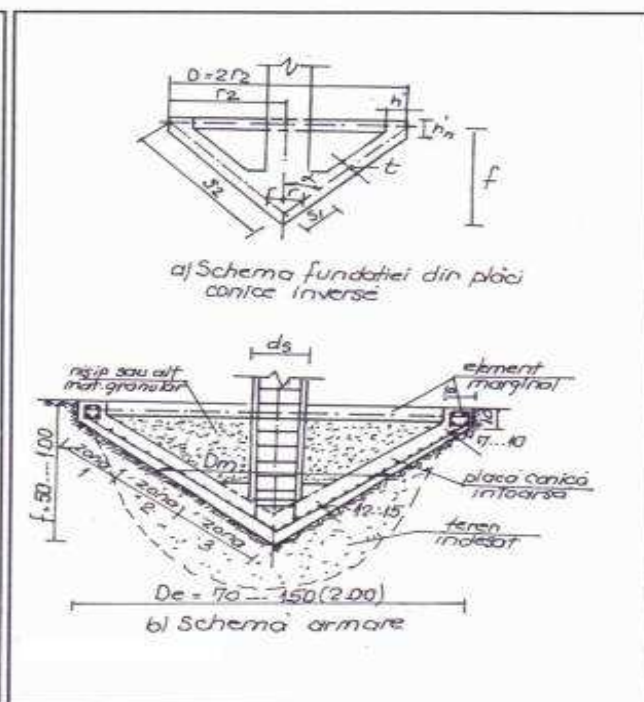


Fig. 15. b Schema fundației cu vârful în jos

unde: $N' = \max(N_{S\max}; N_{o\max})$ efortul maxim de compresiune. Se vor verifica condițiile:

$t/D \leq 1/20$; $f/D \leq 0,20$ pentru ca placa să poată fi considerată subțire și pleoștită.

Eforturile de compresiune se calculează în funcție de cazurile de distribuție a presiunilor reactive:

cazul a)

$$p = ct; N_s = \frac{r^2 - r_1^2}{2r \cos \alpha} p_n;$$

$$N_o = \frac{r}{\cos \alpha} p_n \quad (14)$$

cazul b)

p - liniară cu concentrări în zona marginală

$$N_s = \frac{r^3 - r_1^3}{3r r_2 \cos \alpha} p_{2n} = - \frac{r^3 - r_1^3}{2\pi r \cos \alpha (r_2^3 - r_1^3)} V \quad (15)$$

$$N_o = \frac{3r^2}{2\pi \cos \alpha (r_2^3 - r_1^3)} V = - \frac{r^2}{r_2 \cos \alpha} P_{2n} \quad (16)$$

cazul c)

$$N_s = - \frac{r^2(3r_2 - 2r) - r_1^2(3r_2 - 2r_1)}{2\pi r \cos \alpha (r_2^3 - 3r_1 r_2 + 2r_1^3)}$$

$$V = \frac{r^2(3r_2 - 2r) - r_1^2(3r_2 - 2r_1) \cdot p_{0n}}{6r r_2} \quad (17)$$

$$N_o = -r \cdot (r_2 - r) \cdot P_{0n} / r_2 \cdot \cos \alpha$$

Ambele solicitări fiind de compresiune solicitarea determinantă va fi N_o

Încărcarea capabilă a fi preluată de placa cu grosimea t va fi: $N_{cap} = t \cdot R_c \quad (18)$

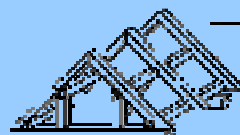
unde: R_c - rezistența de calcul a betonului utilizat

3.3. Fundații din plăci poliedrice tip trunchi de piramidă. Calculul fundațiilor din plăci poliedrice

Pentru calculul eforturilor secționale presiunea reactivă pe suprafața de contact dintre fundație și teren se poate considera uniform distribuită.

Dimensionarea fundațiilor se poate face pe baza eforturilor determinate în teoria de membrană cu următoarele precizări:

- în zonele adiacente grinzilor de margine în placă apar eforturi de întindere destul de mari (ce impun o armare mai puternică a acestor



zone) ce nu sunt evidențiate în teoria de membrană;

- în zona centrală în vecinătatea stâlpului apar numai eforturi de compresiune spre deosebire de teoria de încovoiere în care rezultă și eforturi de întindere în această zonă.
- forțele din grinzile marginale și centrale sunt mai mici decât cele din teoria de membrană, momentele de răsucire pot fi neglijate în comparație cu cele de încovoiere.

Se recomandă ca determinarea încărcării de cedare să se facă printr-un calcul în domeniul plastic prin utilizarea teoriei liniilor de cedare, acceptând că cedarea fundației se produce printr-unul din mecanismele din (Fig. 16).

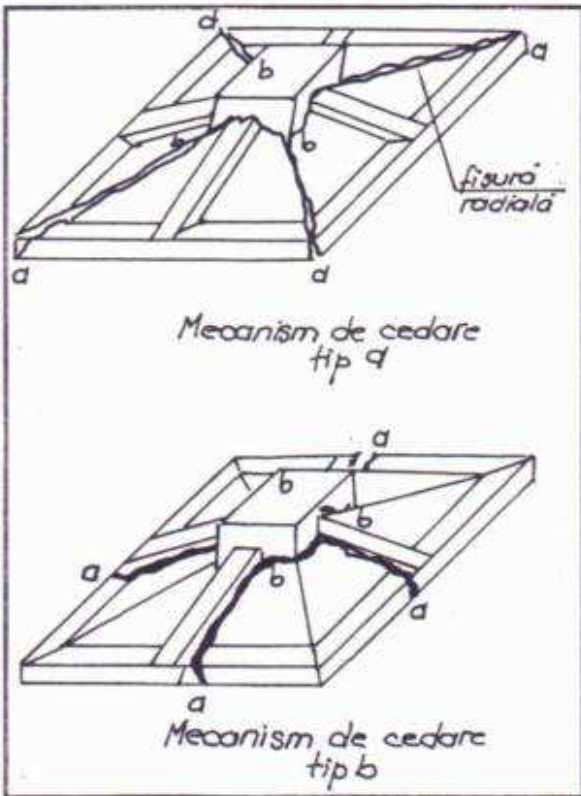


Fig. 16. Mecanisme de cedare

Calculul încărcărilor de cedare se face cu următoarele relații:

- a) pentru mecanism de tip a când axa neutră se află în placă:

$$h_{rx} = \frac{N_{1x} + N_{2x} + N_{3x} + N_{mx} + (2b_y - b_c) \cdot (h_c - \delta) \cdot R_i}{1,7 \cdot b_y \cdot R_i} \quad (19)$$

$$h_{ry} = \frac{N_{1y} + N_{2y} + N_{3y} + N_{my} + (2b_x - b_c) \cdot (h_c - \delta) \cdot R_i}{1,7 \cdot b_x \cdot R_i}$$

Când axa neutră se află în grinda centrală:

$$h_{rx} = \frac{N_{1x} + N_{2x} + N_{3x} + N_{mx}}{0,85 \cdot b_c \cdot R_i}$$

$$h_{ry} = \frac{N_{1y} + N_{2y} + N_{3y} + N_{my}}{0,85 \cdot b_c \cdot R_i}$$

Forța de cedare se calculează cu relația:

$$P_{max}^2 = 6 \frac{\frac{\cos \Phi_x}{a_x - b_x} \cdot M_x + \frac{\cos \Phi_y}{a_y - b_y} \cdot M_y}{2 - \frac{A_s}{A_f} - \frac{b_x}{2a_x + b_m} - \frac{b_y}{2a_y + b_m}} \quad (20)$$

- b) mecanism de tip b
- poziția axei neutre

Când axa neutră se află în placă:

$$h_{rx} = \frac{N_{4x} + N_{5x} + N_{3x} + N_{mx} + (2b_y - b_c) \cdot (h_c - \delta) \cdot R_i}{1,7 \cdot b_y \cdot R_i} \quad (21)$$

$$h_{ry} = \frac{N_{3y} + N_{4y} + N_{5y} + N_{my} + (2b_x - b_c) \cdot (h_c - \delta) \cdot R_i}{1,7 \cdot b_x \cdot R_i}$$

Când axa neutră se află în grinda:

$$h_{rx} = \frac{N_{3x} + N_{4x} + N_{5x} + N_{mx}}{1,7 \cdot b_y \cdot R_i} \quad (22)$$

$$h_{ry} = \frac{N_{3y} + N_{4y} + N_{5y} + N_{my}}{1,7 \cdot b_x \cdot R_i}$$

Forța de cedare:

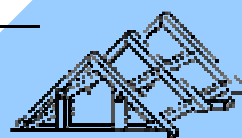
$$P_{max}^b = 2 \left(\frac{\cos \phi_x}{a_x - b_x} \cdot M_x + \frac{\cos \phi_y}{a_y - b_y} \cdot M_y \right) \quad (23)$$

Forța de cedare a fundației se obține cu relația:

$$P_{max} = \min (P_{max}^a ; P_{max}^b) \quad (24)$$

Armare

Schematizarea modului de dispunere a armăturii este făcută în (Fig. 17).



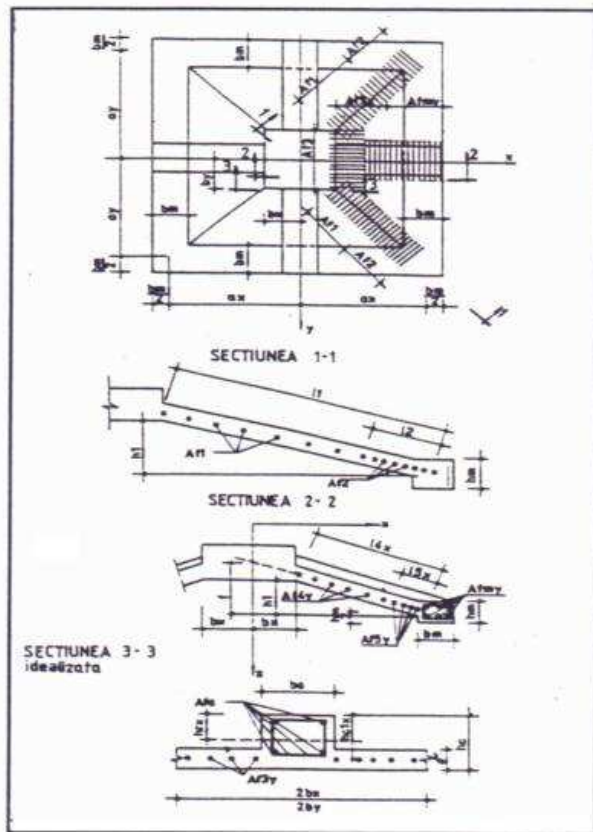


Fig. 17. Schemă de armare

În zona centrală învecinată stâlpului, zona în întregime comprimată, armarea se va face constructiv.

În zona de contact a plăcii cu grinzile marginale unde eforturile de întindere sunt mai mari se va face o armare mai puternică.

În zona colțurilor și muchiilor de intersecție a plăcilor se va face o armare la 45°.

Armăturile grinzilor marginale concurente se vor ancora corespunzător fiind preferabilă o sudare a acestora (a armăturilor longitudinale).

BIBLIOGRAFIE

Proiect PN 09-14 01 04/2009, *Cercetari privind determinarea caracteristicilor geodinamice ale terenurilor.*

Monitorizarea cutremurelor banatene. Studiul si conceperea unor sisteme constructive noi de fundare pentru protectia antiseismica a constructiilor. Studiu nepublicat.

Primit: 12 decembrie 2011 • **Revizuit:** 8 ianuarie 2012 • **Acceptat în forma finală:** 14 februarie 2012

