

**MINISTERUL ÎNVĂȚĂMĂNTULUI  
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" TIMIȘOARA**

615.337  
140 G

**ing. Ioan Petru Boldurean**

**TEZA DE DOCTORAT**

**CONTRIBUTII LA STABILIREA SOLUȚIILOR  
CONSTRUCTIVE ȘI A CAPACITĂȚII PORTANTE A  
FUNDATIILOR ÎN GROPI STANTATE**

**CONDUCĂTOR ȘTIINȚIFIC**

**Prof. dr. ing. Marin Păunescu**

**Timișoara  
1996**

BIBLIOTECA CENTRALĂ  
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"  
TIMIȘOARA

22

## MULTUMIRI

Autorul exprimă și pe această cale , recunoștința sa conducătorului științific , prof. dr. ing. MARIN PAUNESCU , pentru îndrumarea și ajutorul permanent acordat la pregătirea și elaborarea tezei de doctorat , pentru sprijinul competent în procesul de formare și specializare .

De asemenea autorul adresează mulțumirile sale tuturor colegilor , cadre didactice și personalului tehnic din catedră , care prin colaborarea la contractele de cercetare pe care le-am elaborat împreună , au contribuit la clarificarea unor aspecte teoretice și practice ale temei abordate în cadrul acestei teze de doctorat .

Autorul aduce mulțumirile sale conducerii Catedrei de Drumuri și Fundații pentru înțelegerea acordată și pentru asigurarea condițiilor necesare elaborării prezentei lucrări .

Autorul

# CUPRINS

## Cap. 1. INTRODUCERE , OBIECTUL SI STRUCTURA LUCRARIII

1.1. Introducere	8
1.2. Obiectul lucrării	9
1.3. Structura lucrării	10

## Cap. 2. STUDIU BIBLIOGRAFIC - SINTEZA DOCUMENTARA

A. Considerații privind realizarea fundațiilor în gropi ștanțate	14
B. Aspecte privind proiectarea și execuția fundațiilor în gropi ștanțate	18
2.1. Soluții constructive privind executarea prin ștanțare a gropilor de fundație	18
2.1.1. Generalități privind realizarea fundațiilor în gropi ștanțate	18
2.1.2. Domeniul de utilizare a ștanțării în lucrările de fundații	21
2.1.3. Echipamente pentru ștanțarea gropilor de fundație	30
2.1.4. Utilaje pentru executarea fundațiilor în gropi ștanțate	34
2.1.5. Tehnologia de realizare a fundațiilor în gropi ștanțate	38
2.2. Metode de calcul a capacității portante a fundațiilor speciale de tip trunchi de piramidă	41
2.2.1. Sinteză asupra normelor sovietice privind calculul capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate	41
2.2.1.1. Calculul capacității portante din condiția de tasare admisă	41
2.2.1.2. Calculul capacității portante din condiția de rezistență - capacitate portantă a terenului	45
2.2.1.3. Calculul capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate la sarcini orizontale	47
2.2.2. Metoda de calcul a capacității portante din condiția de plasticizare a terenului de fundare	50
2.2.3. Calculul capacității portante a fundațiilor continue cu secțiunea transversală triunghiulară și trapezoidală	53
2.2.4. Calculul capacității portante limită , considerând efectul mobilizării rezistenței pasive	56
2.2.5. Relație de calcul a capacității portante stabilită pe baza analizei prin metoda elementului finit	57
2.3. Concluzii	59

### **Cap. 3. STUDII ASUPRA COMPORTARII SISTEMELOR DE FUNDARE EXECUTATE IN GROPI STANTATE UTILIZAND METODA ELEMENTULUI FINIT PRINTR-UN CALCUL DE ORDINUL II**

A. Studiu privind posibilitățile oferite de calculul structurilor cu comportare neelastică prin metoda elementului finit	61
3.1. Analiză critică privind posibilitățile oferite de calculul structurilor prin metoda elementului finit	61
3.2. Modelarea comportării neelastice a structurilor prin metoda elementului finit	65
B. Studii cu privire la modelarea comportării neliniare sub încărcări a terenurilor de fundare	68
3.3. Algoritm de calcul pentru modelarea comportării elasto - plastice a terenului de fundare	68
3.4. Stabilirea unui program de calcul prin metoda elementului finit a sistemelor de fundare în domeniul elasto-plastic	73
3.5. Studiu de caz , privind comportarea sub încărcări a unei fundații executate prin ștanțarea gropii de fundație	77
3.6. Concluzii privind modelarea prin calculul de ordinul II	79

### **Cap. 4. STUDII PRIVIND CALCULUL CAPACITATII PORTANTE A SISTEMELOR DE FUNDARE EXECUTATE IN GROPI STANTATE**

A. Analiză critică privind metodele de calcul a capacității portante a sistemelor de fundare	81
4.1. Mecanisme de cedare a terenurilor de fundare	81
4.2. Studiu privind unele metode de calcul a capacității portante a sistemelor de fundare directă	84
4.2.1. Metode empirice	84
4.2.1.1. Metoda B & B Hansen	85
4.2.2. Metode bazate pe verificarea extinderii zonelor de plasticizare , pe baza principiului mediilor deformabile	86
4.2.2.1. Metoda Frolich - Puzărevski	87
4.2.2.2. Metoda Maslov	88
4.2.3. Metode bazate pe condiții limită impuse în punctele de pe conturul fundației	89
4.2.3.1. Metoda Rankine	89
4.2.3.2. Metoda Ghersevanov	91
4.2.3.3. Metoda Caquot	92
4.2.4. Metode care admit apariția unor suprafețe de alunecare	94
4.2.4.1. Metoda Terzaghi	94

4.2.4.2. Metoda Meyerhof	97
4.2.4.3. Metoda Berezanțev	100
4.2.5. Metode care au la bază teoria stării integrale de eforturi limită a masivelor de pământ	102
4.2.5.1. Metoda Sokolovski	102
4.2.6. Metode care țin seama de coexistența zonelor elastice și plastice în interiorul masivului de pământ în momentul pierderii stabilității	104
4.2.6.1. Metoda elementului finit	104
4.2.6.2. Metoda Prandtl	105
4.3. Aprecieri critice privind metodele de calcul a capacității portante a sistemelor de fundare	106
B. Metodă de calcul propusă de autor , privind calculul capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate	109
4.4. Metodă de calcul a capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate cu bulb din material granular de adaos	109
4.4.1. Ipoteze și scheme de calcul	109
4.4.2. Determinarea coeficientului de capacitate portantă $N_q$	114
4.4.3. Determinarea coeficientului de capacitate portantă $N_c$	116
4.4.4. Determinarea coeficientului de capacitate portantă $N_\gamma$	120
4.5. Exemplu de calcul a capacității portante a unei fundații executată prin ștanțarea gropii de fundație	130
4.6. Studiu comparativ privind capacitatea portantă a fundațiilor executate în gropi ștanțate	137
4.7. Concluzii privind metoda de calcul a capacității portante propusă de autor	142

## **Cap. 5. STUDII EXPERIMENTALE PE MODELE SI INCERCARI DE TEREN PRIVIND CAPACITATEA PORTANTA A FUNDATIILOR EXECUTATE IN GROPI STANTATE**

5.1. Considerații privind necesitatea și utilitatea încercărilor experimentale	144
5.2. Încercări pe modele privind capacitatea portantă a unor sisteme de fundare executate în gropi ștanțate	146
5.3. Încercări de teren privind efectul de îmbunătățire al terenului de fundare realizat prin ștanțarea gropilor de fundație	149
5.3.1. Amplasament bloc de locuințe , zona Nufărul , Bocșa	149
5.3.2. Amplasament stația Dacia - Service , Reșița	152
5.4. Încercări statice de probă pe fundații realizate prin ștanțarea gropilor de fundație	158

5.4.1. Amplasament bloc locuințe , S+P+4 , zona Plăvăț , Timișoara	158
5.4.2. Amplasament bloc locuințe , S+P+10 , Centru Nou , Reșița	159
5.4.3. Amplasament bloc locuințe , S+P+8 , Calea Caransebeșului , Reșița	160
5.4.4. Amplasament hală industrială etajată P+2E , Botoșani	161
5.4.5. Amplasament bloc locuințe S+P+8 , zona Negoii , Timișoara	162
5.5. Concluzii privind programul de încercări experimentale realizat	163

**Cap. 6. CONSIDERATII ASUPRA NORMATIVULUI C 230 - 89  
REFERITOR LA REALIZAREA FUNDATIILOR IN GROPI  
STANTATE , ELABORAT CU CONTRIBUTIA AUTORULUI**

6.1. Aspecte generale privind necesitatea elaborării unor instrucțiuni tehnice referitoare la executarea fundațiilor în gropi ștanțate	165
6.2. Prezentarea Indrumătorului de proiectare și execuție a gropilor ștanțate pentru fundații , indicativ C 230 - 89	165
6.2.1. Generalități , definiții , clasificare , domenii de utilizare	166
6.2.2. Soluții constructive pentru realizarea fundațiilor în gropi ștanțate	167
6.2.3. Prescripții de proiectare	167
6.2.4. Tehnologii de execuție a gropilor ștanțate pentru fundații	181
6.2.5. Lucrări experimentale , controlul calității și evidența lucrărilor	181
6.2.6. Caietul de sarcini	182
6.2.7. Măsuri de tehnica securității muncii	182
6.3. Exemple de calcul	182
6.4. Concluzii privind normativul C 230 - 89	186

**Cap. 7. VALORIFICAREA IN PRACTICA LUCRARILOR DE  
CONSTRUCTII A ACTIVITATII DE CERCETARE -  
PROIECTARE A FUNDATIILOR EXECUTATE IN  
GROPI STANTATE ; ASPECTE TEHNICO - ECONOMICE**

7.1. Introducere	188
7.2. Soluții de fundare în gropi ștanțate de mică adâncime ( $h/b_{med} < 1,5$ )	188
7.2.1. Bloc de locuințe în zona Plăvăț din Timișoara	188
7.2.2. Bloc de locuințe în zona Nufărul din Bocșa	189

7.3. Soluții de fundare în gropi ștanțate de mare adâncime ( $h/b_{med} > 1,5$ )	191
7.3.1. Construcție etajată cu structura în cadre , din Reșița	191
7.3.2. Bloc de locuințe S+P+8 din zona Negoitul , Timișoara	192
7.3.3. Hală industrială etajată P+2E din Botoșani	193
7.3.4. Construcții industriale str. Gh. Lazăr din Timișoara	193
7.3.5. Construcții industriale în municipiul Timișoara	195
7.4. Aspecte privind eficiența economică a soluțiilor de realizare a fundațiilor în gropi ștanțate	195
7.4.1. Bloc de locuințe , zona Plăvăț , Timișoara	198
7.4.2. Construcție etajată cu structura în cadre , Stația Dacia Service , Reșița	199
7.4.3. Blocuri de locuințe S+P+10 , Centru Nou , Reșița	200
7.4.4. Construcție industrială etajată , Timișoara	200
7.5. Concluzii rezultate în urma aplicării în practică a soluțiilor de realizare a fundațiilor în gropi ștanțate	201

## **Cap. 8. CONCLUZII ȘI CONTRIBUTII CU PRIVIRE LA REALIZAREA FUNDATIILOR IN GROPI STANTATE**

### **BIBLIOGRAFIE**

### **ANEXA I**



# CAPITOLUL 1

## INTRODUCERE, OBIECTUL ȘI STRUCTURA LUCRĂRII

### 1.1 Introducere

Cu toate că în mod unanim fundațiile sunt considerate “ lucrări ascunse ” , sub anumite aspecte ele sunt totuși “ vizibile “ și aceasta atât prin modul în care construcțiile realizate se comportă după o perioadă de exploatare, cât și în mod indirect, prin ponderea pe care o au în consumurile de materiale, energie, forță de muncă, timpul de execuție și implicit în volumul de fonduri consumate de acestea din totalul investițiilor.

Bazat pe acest ultim aspect, se poate afirma că în acest domeniu sunt încă resurse care pot asigura economii importante de materiale și alte consumuri specifice. Acest lucru vizează utilizarea integrală a capacității portante a terenului de fundare prin realizarea unor sisteme de fundare cât mai avantajos concepute și realizate.

Problema conlucrării dintre sistemul de fundare și teren face parte din categoria mai generală a problemelor de contact. Dacă până acum aceste aspecte au fost studiate numai pentru fundațiile de adâncime ( piloți, coloane, barete etc. ) , datorită importanței problemei și a posibilităților oferite de utilizarea calculatoarelor electronice tot mai performante, studiul conlucrării dintre fundații și terenul de fundare constituie una din preocupările actuale ale cercetătorilor și proiectanților.

Pornind de la această situație de fapt, studiile și cercetările care fac obiectul acestei teze de doctorat s-au axat pe realizarea unor sisteme de fundare diferite de fundațiile directe clasice, care transmit direct terenului încărcările din construcție printr-o suprafață plană.

Soluțiile de fundare studiate atât din punct de vedere teoretic cât și experimental acoperă un domeniu larg ( construcții civile, industriale, edilitare, agricole etc. ) , punându-se accent pe cunoașterea proprietăților fizico-mecanice ale pământurilor, precum și pe elaborarea sau perfecționarea unor tehnologii eficiente din punct de vedere economic , cu un consum de materiale și energie cât mai redus, care să asigure o productivitate ridicată și un grad de siguranță corespunzător.

Având în vedere aceste considerente , obiectul prezentei teze de doctorat constă în studiul aspectelor teoretice și practice referitoare la realizarea fundațiilor în gropi ștanțate.

Fundațiile executate în gropi ștanțate prezintă o serie de particularități atât în ceea ce privește tehnologia de execuție cât și a modului de proiectare, existând încă o serie de aspecte necesare a fi studiate referitor la tehnologiile de realizare, respectiv a modului de comportare sub încărcări a acestui tip de fundație.

În ceea ce privește stadiul problemei fundațiilor executate în gropi ștanțate în perioada în care s-a abordat această tematică în vederea elaborării prezentei teze de doctorat, acesta poate fi caracterizat prin următoarele trei aspecte :

- elaborarea unui brevet de invenție [ 101] în anul 1983 al cărui autori au fost M. Păunescu, M. Marin și I. Vâță , brevet de invenție cu nr. 81747, intitulat “ Procedeu pentru realizarea fundațiilor prin vibroștanțare “;

- s-a elaborat tehnologia de ștanțare a gropilor de fundație atât prin batere cât și prin vibrare, respectiv vibro-percuție, pornind de la experiența acumulată la realizarea lucrărilor de îmbunătățire a terenurilor slabe de fundare cu ploturi din materiale granulare [ 89 ] ;

- metodele utilizate pentru calculul capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate erau în general din categoria metodelor empirice , sau erau adaptări ale unor metode de calcul teoretice care nu țineau seama de particularitățile tehnologice și de alcătuire al fundațiilor executate în gropi ștanțate .

## 1.2 Obiectul tezei de doctorat

Fundațiile executate în gropi ștanțate și în special cele realizate cu bulb din material granular de adaos , constituie un sistem complex cu rolul de a prelua încărcările de la suprastructură și de a le transmite terenului de fundare în condiții optime , care constau într-o capacitate portantă sporită, respectiv tasări cât mai reduse. Aceasta se obține prin tehnologia de execuție , care permite introducerea în terenul de fundare ( la nivelul zonei active ) , a unor materiale cu caracteristici fizico-mecanice superioare, care asigură îndeplinirea dezideratelor enunțate anterior.

Fundațiile executate în gropi ștanțate constituie un sistem de fundare relativ nou, cu un domeniu larg de aplicabilitate . Proiectarea și execuția acestor sisteme de fundare trebuie privită ca o problemă complexă deoarece nu trebuie rezolvată numai problema dimensionării fundației propriuzise , ci trebuie analizat mai ales efectul de îndesare al terenului natural obținut prin ștanțarea gropii de fundație și realizarea bulbului din material granular de adaos de la baza fundației. Trebuie menționat astfel de la început că sporul de capacitate portantă care se obține în raport cu cel al unei fundații de volum egal realizată în condiții clasice , prin săparea gropii de fundație se datorează într-o mai mică măsură formei trapezoidale ( un spor de 5 ... 10 % ) și în proporție covârșitoare ( spor de 100 ... 150 % ) efectului de îndesare și a realizării bulbului din material granular de adaos îndesat de la baza fundației.

Rezultă că proiectarea unei soluții de fundare prin ștanțarea gropilor de fundație necesită o cunoaștere aprofundată a caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului natural . Aceasta în primul rând pentru a vedea dacă terenul respectiv permite aplicarea corectă a tehnologiei de ștanțare a gropilor de fundație, iar în al doilea rând pentru a verifica dacă tehnologia de ștanțare a gropilor , prin batere sau vibrare are într-adevăr un efect de îmbunătățire a caracteristicilor fizico-mecanice ale

terenului natural și nu produce numai o deranjare a structurii interne cu efecte defavorabile în ceea ce privește capacitatea portantă a terenului natural .

Având în vedere această stare de fapt , autorul prezentei teze de doctorat și-a propus să abordeze și să-și aducă contribuțiile proprii la această temă, a fundațiilor executate în gropi ștanțate, referitor la următoarele aspecte :

*a) perfecționarea tehnologiei de ștanțare a gropilor de fundație ;*

*b) elaborarea unei metode proprii de calcul a capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate care să țină seama de aspectele particulare pe care le prezintă fundațiile executate în gropi ștanțate ;*

*c) studiul prin metoda elementului finit al sistemelor de fundare executate în gropi ștanțate și elaborarea unui algoritm de calcul în vederea modelării comportării elasto-plastice a terenului de fundare în vederea alegerii unor sisteme optime, care să exploateze la maximum aspectele pozitive conferite de tehnologia ștanțării gropilor de fundație ;*

*d) elaborarea unor instrucțiuni oficializate de proiectare care să permită lămurirea tuturor aspectelor privind realizarea fundațiilor în gropi ștanțate, începând cu faza de proiectare până la cea de verificare a calității lucrărilor ;*

*e) promovarea tehnologiei, respectiv a soluțiilor de realizare a fundațiilor în gropi ștanțate pe plan național .*

### **1.3 Structura lucrării**

Teza de doctorat a fost structurată pe opt capitole, primul dintre acestea constituindu-l prezenta introducere.

Capitolul 2 conține o sinteză documentară care încearcă să prezinte experiența acumulată în țara noastră și pe plan internațional referitor la fundațiile executate în gropi ștanțate. Se prezintă astfel soluțiile constructive concepute și realizate în țara noastră , în principal proiectate sau realizate cu asistența tehnică a Catedrei de Drumuri și Fundații a Facultății de Construcții din Timișoara. Tipodimensiunile create, fundații de mică adâncime ( 0,80 ... 1,00 m ) respectiv de adâncime medie ( 2,50 ... 4,00 m ) acoperă o gamă largă de necesități , de la construcții relativ ușoare amplasate pe terenuri bune de fundare , până la construcții grele , fondate pe terenuri dificile. Sunt prezentate de asemenea echipamentele și utilajele necesare pentru executarea fundațiilor în gropi ștanțate, tehnologia de realizare a acestora putând fi prin batere sau prin vibrare . În funcție de utilajele disponibile , tehnologia de execuție prezintă particularități specifice , de care trebuie să se țină seama pentru a

se obține efectul de îmbunătățire maxim al terenului de fundare , prin aceasta sporindu-se și capacitatea portantă a acestor sisteme de fundare.

Calculul capacității portante a acestor fundații constituie o problemă dificilă pentru faza de proiectare a fundațiilor executate în gropi ștanțate. Metodele de calcul prezentate abordează această problemă pe baza unor ipoteze , respectiv metode de calcul diferite , rezultatele calculului , cel puțin în etapa actuală , până la îmbogățirea experienței în domeniu , trebuie să se confrunte cu rezultatele unor încercări de capacitate portantă executate pe amplasament pe fundații la scara 1:1 .

Capitolul 3 prezintă la început problematica legată de analiza structurilor cu o comportare elasto-plastică prin metoda elementului finit. Astfel sunt enunțate avantajele oferite de analiza comportării sub încărcări a unor structuri complexe prin metoda elementului finit . Analiza unor structuri de fundare complexe , cum sunt fundațiile executate în gropi ștanțate , la care trebuie să se țină seama de prezența bulbului și a terenului îndesat ( îmbunătățit ) din jurul fundației , se pretează foarte bine la o analiză prin metoda elementului finit .

Având în vedere dezvoltarea metodei de calcul și a necesității modelării cât mai aproape de realitate a comportării neelastice a unor structuri , în particular comportarea terenurilor de fundare , autorul propune un algoritm pentru modelarea comportării neliniare a terenului de fundare , alături de un program de calcul prin metoda elementului finit care are înglobat acest algoritm.

Algoritmul de calcul propus constă în modificarea succesivă , odată cu creșterea treptei de încărcare , a modurilor de deformație pentru fiecare element finit component al structurii , în funcție de curbele , deviator de tensiune-deformație specifică ( (  $\sigma_1 - \sigma_3$  ) -  $\varepsilon$  ) caracteristice pentru fiecare tip de pământ care intră în alcătuirea terenului de fundare .

Programul de calcul solicită inițial datele necesare definirii structurii discretizate în elemente finite precum și parametrii curbelor ( (  $\sigma_1 - \sigma_3$  ) -  $\varepsilon$  ) obținute prin încercări de compresiune triaxială . Cu valorile experimentale obținute se calculează ecuațiile analitice ale curbelor efort-deformație sub forma unor ecuații polinomiale . Cu ajutorul acestor curbe , respectiv în funcție de starea de eforturi ( prin valorile eforturilor unitare  $\sigma_1$  și  $\sigma_3$  ) se recalculează valorile modurilor de deformație liniară  $E_1$  , modificate pentru fiecare treaptă de încărcare aplicată .

Rezultatele calculelor , reținute în fișierele de rezultate , pot fi prelucrate și reprezentate grafic prin opțiunile oferite de program , în vederea unei analize rapide și concludente a comportării structurii . Capitolul se încheie cu prezentarea rezultatelor analizei unor structuri complexe de fundare , efectuate cu programul menționat anterior .

Capitolul 4 , conține o sinteză referitoare la unele metode de calcul a capacității portante a sistemelor de fundare . Aceste metode pot fi clasificate în funcție de ipotezele luate în considerare și de modul în care se consideră mecanismul de cedare al fundațiilor în : metode empirice , metode bazate pe extinderea zonelor de plasticizare , metode care admit apariția unor suprafețe de alunecare , metode care

au la bază teoria stării integrale de eforturi limită a masivelor din pământ etc. Fiecare din aceste metode este exemplificată prin prezentarea succintă a uneia sau a mai multor metode , cele mai reprezentative din categoria respectivă. În continuare se prezintă în mod detaliat , ca o contribuție personală a autorului , metoda de calcul a capacității portante a fundațiilor executate cu bulb din material granular de adaos.

Metoda face parte din categoria metodelor care admit apariția unor suprafețe de alunecare în teren , determinându-se relațiile de calcul pentru coeficienții de capacitate portantă  $N_q$  ,  $N_c$  ,  $N_\gamma$ .

Relațiile stabilite pentru calculul coeficienților de capacitate portantă  $N_q$  ,  $N_c$  ,  $N_\gamma$  au permis determinarea valorilor acestor coeficienți care sunt prezentați atât în tabele cât și grafic . Se prezintă de asemenea metodologia de calcul a capacității portante a sistemelor de fundare , rezultatele obținute dovedind o bună corelare cu încercările experimentale de determinare a capacității portante.

Capitolul 5 , conține rezultatele obținute de autor în urma unor încercări de laborator și de teren privind capacitatea portantă a fundațiilor executate în gropi ștanțate , precum și un studiu al efectului de îmbunătățire al terenului de fundare, datorat tehnologiei de ștanțare a gropilor de fundație . Sunt analizate de asemenea diverse soluții de realizare a fundațiilor în gropi ștanțate executate cu și fără bulb din material granular de adaos , cu placă de descărcare , analizându-se influența pe care o au acestea asupra capacității portante a fundațiilor izolate și a unui grup de fundații executate în gropi ștanțate . Totodată se analizează posibilitățile de realizare a bulbului de formă și dimensiuni care să-i asigure o eficiență maximă din punctul de vedere al sporului de capacitate portantă pe care acesta îl asigură .

Capitolul 6 , constituie o sinteză referitoare la instrucțiunile oficializate privind executarea fundațiilor în gropi ștanțate . Se subliniază contribuția directă a autorului la elaborarea “ Indrumătorului de proiectare și execuție a gropilor ștanțate pentru fundații “ , indicativ C 230 - 89, publicat în Buletinul Construcțiilor, vol. 12 / 1988 , și aprobat prin Decizia nr. 19.05.1989 din 08.05.1989 a ICCPDC București .

Capitolul 7 , continuă cu prezentarea unor lucrări de fundații , proiectate și executate cu asistența tehnică a autorului. Se prezintă soluții de fundare executate prin ștanțarea gropilor , realizate pe diverse amplasamente din Timișoara , Reșița , Bocșa , Botoșani etc. subliniindu-se unele aspecte particulare care au apărut la aplicarea tehnologiei pe fiecare amplasament .

Pentru câteva din aceste lucrări se prezintă și o analiză tehnico-economică a soluției de fundare în gropi ștanțate și soluțiile de fundare clasice . Sunt menționate comparativ consumurile de materiale , a volumului de săpătură , a lucrărilor de sprijinire și epuizmente , precum și prețul de cost al lucrărilor de infrastructură . Rezultă în general economii importante la consumurile de materiale precum și eliminarea practic în totalitate a lucrărilor de sprijinire și a epuizmentelor . Ca dezavantaje , se pot menționa un proces tehnologic mai complicat de realizare a fundațiilor care se vor executa în mai multe faze , precum și necesitatea unui utilaj cu un echipament special pentru ștanțarea gropilor de fundație .

Capitolul 8 , ultimul al lucrării , intitulat “ Concluzii și contribuții cu privire la executarea fundațiilor executate în gropi ștanțate “ trece în revistă problematica legată de executarea acestor fundații începând cu faza de proiectare , continuând cu cea de execuție și în final cu cea de verificare a calității acestui tip de infrastructură . Se prezintă comparativ avantajele și dezavantajele acestor soluții de fundare în raport cu variantele clasice de fundare , precum și contribuțiile autorului la studiul și promovarea în practică a aspectelor teoretice și practice privind realizarea sistemelor de fundare în gropi ștanțate .

## CAPITOLUL 2

### STUDIUL BIBLIOGRAFIC - SINTEZĂ DOCUMENTARĂ

#### A. Considerații privind realizarea fundațiilor în gropi ștanțate

Tehnologiile clasice de realizare a fundațiilor directe au un grad redus de industrializare și în general generează costuri ridicate prin volumul mare de material necesar executării fundațiilor , precum și al manoperei necesare punerii în operă a acestora .

Executarea fundațiilor prin ștanțarea gropilor de fundație asigură o utilizare rațională a rezervelor de capacitate portantă ale terenului de fundare. Tehnologia este relativ nouă , primele lucrări de fundații de acest tip fiind realizate în URSS în perioada 1970 - 1980 sub coordonarea lui I. V. Krutov [ 64 ] , [ 65 ] . Din lucrările de specialitate apărute în literatura sovietică [ 48 ] , [ 63 ] , [ 64 ] , [ 65 ] , [ 148 ] , [ 152 ] rezultă că această tehnologie a fost experimentată și utilizată la scară industrială , aproape în exclusivitate , la fundarea pe terenuri din loess . Aceasta se datorează prezenței unor suprafețe întinse cu terenuri de fundare din loess în Rusia și Ucraina , terenuri care prin proprietățile fizice și mecanice se pretează foarte bine tehnologiei de ștanțare a gropilor de fundație . Datorită caracterului macroporic al structurii loessurilor , ștanțarea gropilor de fundare are un efect pozitiv prin îndesarea și implicit reducerea porozității acestuia . Efectul de refulare laterală , în timpul ștanțării gropii , care ar deranja structura pământului și ar duce la reducerea capacității portante a sistemului de fundare , practic nu se face simțit în cazul acestor pământuri macroporice .

Soluția de realizare a fundațiilor prin ștanțarea gropilor de fundație a fost aplicată atât la clădiri civile cât și industriale , soluțiile constructive adoptate fiind diferite în funcție de tipul structurii de rezistență al construcției și de stratificația terenului de fundare .

Trebuie menționat faptul că prin aplicarea tehnologiei de ștanțare a gropilor de fundație se urmărește să se realizeze și o îmbunătățire a caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului de fundare , cu efecte pozitive asupra capacității portante a sistemului de fundare .

În țara noastră , primele realizări , atât pe plan experimental , prin încercări de teren și încercări pe modele , cât și pe plan teoretic datează de la începutul anilor '80 .

Tehnologia a fost promovată de un colectiv din cadrul Catedrei de Drumuri și Fundații al Universității " Politehnica " Timișoara , sub coordonarea prof. dr. ing. Marin Păunescu .

Pentru determinarea capacității portante a acestor fundații , diverși autori au abordat problema în moduri diferite , pornind de la ipoteze și scheme de calcul

diverse . S-au stabilit relații de calcul care să țină seama într-o măsură cât mai mare de particularitățile acestui tip de fundații .

Astfel M. Păunescu și M. Marin ( 1983 ) [ 92 ] , propun o schemă de calcul a capacității portante limită pentru o fundație executată prin ștanțarea gropii de fundație , pe baza teoriei rezistenței pasive mobilizate de către elementul de fundație în momentul tasării acesteia sub încărcări . Atingerea capacității portante limită se realizează în momentul în care se depășește rezistența pasivă a terenului din jurul fundației . Metoda prezintă avantajul că ține seama de forma de trunchi de piramidă a acestor fundații și de natura terenului de fundare , prin unghiul de frecare interioară  $\Phi$  , dar nu pune în evidență efectul coeziunii specifice  $c$  .

Un alt mod de calcul a capacității portante a fundațiilor în formă de trunchi de piramidă executate în gropi ștanțate este prezentat de M. Păunescu , N. Vasiloni și I. P. Boldurean ( 1983 ) , [ 100 ] , luând în considerare extinderea zonei de deformare plastică a terenului din jurul fundației . Valorile capacităților portante obținute prin calcul dovedesc o bună corelare cu rezultatele experimentale ale unor încercări de probă efectuate pe acest tip de fundații . Metoda nu ține însă seama de capacitatea portantă pe talpa acestor fundații , ceea ce o face utilizabilă numai pentru fundațiile executate fără bulb din material granular de adaos la bază .

M. Marin ( 1992 ) , [ 76 ] , abordează calculul capacității portante a fundațiilor prismatice pe baza teoriei deformațiilor locale Winkler , stabilind relații de calcul ale capacității portante atât la sarcini verticale , cât și la acțiunea unei forțe orizontale sau a unui moment încovoietor aplicat . Metoda ține seama de variația stratificației terenului în adâncime până la talpa fundației și totodată ține seama de forma de trunchi de piramidă , caracteristică a acestui tip de fundație .

Pe baza unui bogat program de încercări de probă , efectuate pe modele de fundații executate prin ștanțarea gropilor de fundație , la scara 1 : 2 , A. Jurca , M. Păunescu , și M. Marin ( 1992 ) , [ 61 ] , propun o metodă de calcul prin care fundația se consideră încastrată în teren , iar conlucrarea dintre teren și fundație se presupune ca fiind bazată pe ipoteza Winkler . Metoda prezintă avantajul că ține seama de prezența și influența tălpii fundațiilor de la partea superioară ( așa numita placă antirefulantă ) care descarcă în general pe fundațiile executate în gropi ștanțate .

Conlucrarea cu terenul de fundare , a fundațiilor executate în gropi ștanțate , a fost studiată de diverși autori și prin metoda elementului finit ( M. Păunescu , I. P. Boldurean , M. Iosip ( 1986 ) [ 86 ] , I. P. Boldurean ( 1989 ) [ 11 ] , I. P. Boldurean , I. Bogdan ( 1992 ) [ 15 ] , I. P. Boldurean ( 1992 ) [ 13 ] , A. Beleş ș. a. ( 1977 ) [ 7 ] , A. Chirică , I. Stănculescu ( 1992 ) [ 27 ] , R. D. Ellison ș. a. ( 1971 ) [ 37 ] , A. Gotman ( 1987 ) [ 44 ] , N. Loganathan ș. a. ( 1993 ) [ 68 ] , I. Santu ș. a. ( 1992 ) [ 122 ] , I. Stematiu ( 1992 ) [ 122 ] ) .

Metoda elementului finit reprezintă azi un puternic mijloc de analiză a comportării structurilor sub solicitări , calitatea rezultatelor depinzând de performanțele programului și a calculatoarelor de care se dispune . Metoda permite



studiul unor structuri foarte complexe atât ca formă cât și ca materiale cu proprietăți diferite așa cum este cazul fundațiilor executate în gropi ștanțate cu bulb din material granular de adaos . Dezavantajul metodei constă în faptul că rezultatele care se obțin au un caracter calitativ , pentru o analiză cantitativă valorile obținute prin calcul urmând să fie corelate cu rezultatele unor încercări de teren .

Activitatea de promovare și implementare a fundațiilor executate în gropi ștanțate , desfășurată în cadrul Catedrei de Drumuri și Fundații a Universității “ Politehnica “ din Timișoara , a cuprins și un bogat program de încercări pe modele de fundații la scara 1 : 2 .... 1 : 5 în stand . Astfel M. Păunescu și M. Marin (1983) , [ 90 ] , studiază efectul de îmbunătățire al terenului de fundare din jurul elementelor de fundare obținut prin ștanțarea gropii , efect care determină importante sporuri de capacitate portantă a acestor tipuri de fundații . V. Butuman și M. Păunescu ( 1987 ) , [ 22 ] , propun extinderea domeniului de utilizare al fundațiilor executate în gropi ștanțate și la realizarea fundațiilor de mașini solicitate dinamic . Autorii au urmărit în principal studiul conlucrării dintre fundațiile executate în gropi ștanțate și teren atât ca elemente independente cât și ca elemente componente ale fundațiilor . Prin variantele multiple experimentate cât și prin folosirea izolatoarelor elastici interpuși între talpa de fundație și fundațiile executate prin ștanțare se poate acționa asupra caracteristicilor dinamice ale ansamblului mașină - fundație - teren astfel încât să fie evitată rezonanța . Se poate trage concluzia că acestui nou tip de fundație pentru mașini îi sunt proprii caracteristici dinamice și de siguranță în exploatare superioare soluțiilor clasice , la care se adaugă o eficiență economică deosebită în special prin economiile de material care se obțin .

Efectul realizării bulbului , precum și sporul de capacitate portantă care se obține prin realizarea unei fundații în groapă ștanțată sub o talpă de fundație clasică, au constituit obiectul încercărilor experimentale pe modele efectuate de I. P. Boldurean și L. Selmerean ( 1985 ) , [ 8 ] . Prin realizarea unor sisteme de fundare utilizând elemente de fundare în gropi ștanțate se obține un spor de capacitate portantă semnificativ , ceea ce permite utilizarea lor pentru construcții care transmit încărcări mari terenului de fundare sau în cazul unor terenuri cu o capacitate portantă redusă .

Colectivul A. Jurca, M. Păunescu și M. Marin ( 1992 ) , [ 60 ] și [ 61 ] studiază de asemenea capacitatea portantă a fundațiilor executate în gropi ștanțate prin încercări pe modele și reușesc să stabilească ponderea pe care o determină în ceea ce privește sporul de capacitate portantă prezența bulbului realizat prin îndesare la baza fundațiilor , efectul pantei suprafețelor laterale ale fundațiilor precum și așa numita placă antirefulantă de la partea superioară a fundației ( talpa fundației propriuzise ) .

Interesul pe care îl prezintă fundațiile executate în gropi ștanțate rezultă din eficiența deosebită a acestor soluții de fundare în ceea ce privește sporul de capacitate portantă pe care îl oferă . De aceea , amplasamentele unde s-au realizat aceste fundații au fost în general acelea la care constructorul a întâmpinat dificultăți

deosebite sau soluțiile de realizare clasice presupuneau consumuri de materiale și manoperă foarte mari [ 11 ] , [ 12 ] , [ 107 ] . În acest context , trebuie menționat că tehnologia de realizare a fundațiilor în gropi ștanțate promovată de colectivul Catedrei de Drumuri și Fundații a Universității “ Politehnica “ Timișoara, a constituit o fază superioară a tehnologiei de îmbunătățire a terenurilor slabe de fundare cu ploturi din balast realizate prin batere sau vibrare [ 89 ] . Experiența acumulată atât sub aspectul efectului de îmbunătățire cât și cel al tehnologiei de lucru au permis clarificarea unor aspecte teoretice importante privind realizarea și comportarea sub încărcări a fundațiilor executate în gropi ștanțate .

Utilajele care au fost utilizate pentru ștanțarea gropilor de fundație se pot grupa în două categorii .

- Prima categorie o constituie utilajele vibratoare [ 102 ] dintre care cel mai răspândit este agregatul de vibro - presare AVP - 1 . Acesta a fost proiectat și realizat ca prototip și produs de serie de către Ministerul Construcțiilor Industriale la I. R. Brăila sub coordonarea Catedrei de Drumuri și Fundații din Timișoara .

M. C. Ind. în anul 1982 , la inițiativa aceleiași catedre , a proiectat și realizat agregatul de vibropresare AVP - 2 cu putere dublă față de AVP - 1 . În anul 1984 , s-a conceput și realizat agregatul de vibro-presare-percuție AVPP - 1 , care are un accesoriu special , în scopul de a crea posibilitatea ca vibrogeneratorul să poată lucra și ca vibro-percutor atât la înfigere cât și la extragere . Acest dispozitiv special oferă posibilitatea utilizării agregatului și în cazul terenurilor argiloase sau a stratificațiilor în care apar zone de balast greu de străpuns numai sub efectul vibrațiilor .

- Cea de-a doua categorie o reprezintă utilajele care realizează amprenta ștanțată prin batere. Aceste utilaje sunt macarale de tip draglină , cu sistemul de frânare la sarcină prin frecare , care permit căderea liberă a sarcinii [ 11 ] , [ 104]. Pentru o mobilitate corespunzătoare și o reducere a timpilor de așezare pe poziție se recomandă utilajele cu sistemul de deplasare pe șenile , care nu mai necesită operații de calare . Pentru a se putea realiza amprenta prin căderea maiului , acesta trebuie să aibă o greutate corespunzătoare , cca. 2,00 ... 3,00 tone , pentru fundații adânci , iar utilajul de manevrare al acestuia trebuie să dispună de o sarcină la cârlig de minim de două ori greutatea maiului și o înălțime de ridicare de 3,00 ... 5,00 m . Pentru a mări precizia în ceea ce privește forma și poziția amprentei , se recomandă montarea la brațul utilajului de ridicat a unui sistem de ghidare a maiului cu rolul de a împiedica balansul și rotirea acestuia în timpul căderii .

La realizarea fundațiilor puțin adânci a fost utilizat un utilaj special , constituit dintr-o turlă cu înălțimea de 5,00 m în interiorul căreia culisează maiul , acționat de un troliu electric , ștanțarea gropii realizându-se prin căderea liberă a maiului de la înălțimea mai sus menționată [ 104 ] . Intreaga instalație se manevrează cu macaraua turn , aceeași care se va utiliza la realizarea construcției .

Activitatea de cercetare teoretică și experimentală la nivel de încercări pe modele a soluțiilor de fundare în gropi ștanțate s-a concretizat printr-un număr relativ mare de lucrări de construcții la care s-au realizat fundațiile în această variantă de

fundare . Astfel , s-au executat construcții pe fundații în gropi ștanțate la Timișoara [ 11 ] , [ 106 ] , [ 109 ] , Banloc [ 75 ] , Bocșa [ 12 ] , Reșița [ 104 ] , [ 107 ] , Mediaș , Botoșani [ 10 ] .

Datorită efectului de îndesare al terenului natural , precum și a realizării bulbului în procesul de ștanțare al gropilor de fundație , se obține o transmitere mai eficientă a încărcărilor din construcție terenului de fundare . De aceea , soluția de realizare a fundațiilor în gropi ștanțate asigură economii importante la consumurile de materiale , în special , dacă se compară cu soluțiile clasice executate pe terenuri de fundare cu o capacitate portantă mai redusă . Aceste economii se concretizează prin reducerea consumului de beton , în eliminarea practic în totalitate a sprijinirilor și a lucrărilor de epuismențe și într-o proporție de 50...70% a lucrărilor de săpătură și cofraj . Astfel dezavantajul pe care îl reprezintă faza tehnologică suplimentară de ștanțare a gropilor de fundație este compensată cu prisosință , cu atât mai mult că aceasta nu necesită o forță de muncă numeroasă , fiind suficienți 2 ... 4 muncitori necalificați pentru manipularea balastului și turnarea betonului .

Având în vedere toate aceste avantaje , s-a impus necesitatea elaborării unor instrucțiuni tehnice la nivel național , care să prezinte modul de proiectare și execuție al acestor fundații [ 166 ] .

Astfel , “ Îndrumătorul de proiectare și execuție a gropilor ștanțate pentru fundații “ , indicativ C 230 - 89 , elaborat de un colectiv din care a făcut parte și autorul acestei teze de doctorat încearcă să pună la îndemâna proiectanților și executanților experiența acumulată pe plan internațional [ 153 ] și național în domeniul fundațiilor executate în gropi ștanțate . Dacă normativul sovietic [ 153 ] se referă în exclusivitate la realizarea fundațiilor în gropi ștanțate numai în pământuri din loess , normativul românesc C 230 - 89 extinde domeniul de utilizare al acestor fundații și la alte categorii de pământuri . De asemenea , îndrumătorul de proiectare elaborat prezintă și o serie întreagă de soluții constructive , pentru diverse tipuri de construcții , acoperind o gamă largă de situații în care adoptarea unei soluții de fundare în gropi ștanțate poate prezenta avantaje certe .

## **B. Aspecte privind proiectarea și execuția fundațiilor în gropi ștanțate**

### **2.1 Soluții constructive privind executarea prin ștanțare a gropilor de fundații**

#### **2.1.1. Generalități privind realizarea fundațiilor în gropi ștanțate**

În esență metoda ștanțării gropilor de fundație constă în faptul că gropile de fundație nu se mai sapă ci se obțin prin introducerea în pământ , prin batere sau vibrație , a unui echipament care permite realizarea unei amprente în teren având forma și dimensiunile echipamentului , obținându-se și o îndesare a terenului din

jurul amprentei , atât în adâncime cât și în lateral . În groapa astfel obținută se toarnă betonul sau se introduce o fundație prefabricată [ 101 ] , [ 167 ] .

Ca rezultat al compactării pământului sub fundație precum și în jurul ei , se formează o zonă îndesată , în limitele căreia se obține o îmbunătățire a caracteristicilor fizico - mecanice ale terenului de fundare , precum și o creștere substanțială a capacității portante a elementelor de fundare executate prin această tehnologie [ 104 ] .

Tehnologia de execuție a fundațiilor în gropi ștanțate presupune următoarele trei faze tehnologice :

a ) Ștanțarea gropilor de fundație ;

Această primă fază , constă în realizarea amprentei prin introducerea în teren , prin batere , vibrare sau vibropercuție , a unui echipament în teren . Spațiul din teren necesar pentru realizarea fundației s-a creat pe seama îndesării terenului din jurul amprentei , ceea ce are drept consecință în principal o îndesare a acestuia cu un efect favorabil asupra creșterii capacității portante [ 101 ] , [ 73 ]

b ) Realizarea bulbului din material granular de adaos ;

Această fază poate să lipsească din tehnologia de execuție a fundațiilor realizate în gropi ștanțate , însă execuția bulbului are un efect favorabil asupra capacității portante a acestora . Prin introducerea în amprenta ștanțată a uneia sau a mai multor porții dintr-un material granular de adaos ( balast , piatră spartă , refuz de ciur , zgură etc. ) care se compactează prin reluarea procesului de înfigere al echipamentului în teren se obține un spor important de capacitate portantă .

În acest fel se obține o îndesare suplimentară a terenului natural din jurul fundației , precum și un bulb dintr-un material cu caracteristici fizico - mecanice mult superioare celor ale terenului natural . Dispus în zona de contact a fundației cu terenul , unde se dezvoltă zonele de curgere plastică , bulbul asigură un spor substanțial de capacitate portantă fundațiilor executate în gropi ștanțate [ 12 ] .

c ) Executarea fundației propriuzise ;

În amprenta obținută prin ștanțarea gropii de fundație se va putea introduce carcasa de armătură și betonul necesar executării fundației . În cazul utilizării unor fundații prefabricate , acestea se vor monta în groapa ștanțată după ce în prealabil a fost introdusă în groapă o cantitate de mortar de ciment cu consistență redusă , care are rolul de a asigura un contact perfect între elementul prefabricat și teren , cu consecințe deosebit de favorabile asupra capacității portante a fundațiilor [109].

În funcție de tehnologia de execuție , de dimensiunile și forma fundațiilor se poate realiza o clasificare a acestor fundații , clasificare care va fi discutată ulterior. În acest spirit , soluțiile de realizare a fundațiilor în gropi ștanțate , concepute și realizate , încearcă să introducă o serie de elemente noi în domeniul concepției , proiectării și realizării fundațiilor .

Realizarea fundațiilor prin ștanțarea gropilor de fundație prezintă o serie întreagă de avantaje . Dintre acestea trebuie remarcat în primul rând efectul de îmbunătățire al caracteristicilor fizico - mecanice ale terenului natural ceea ce permite fundarea și pe terenuri de fundare mai slabe . Legat de acest aspect , crescând rigiditatea terenului de fundare , se pot obține economii substanțiale la volumele de săpătură necesare a fi executate , precum și la consumul de materiale [ 104 ] , [ 8 ] , [ 11 ] .

Fundațiile ștanțate prin batere pot fi utilizate atât în terenuri cu caracteristici geotehnice bune de fundare cât și în terenuri de fundare slabe .

Vibro - ștanțarea este indicată în pământuri necoezive ( nisipuri afânate  $I_D \leq 0,4$  ) , umpluturi neomogene , nisipuri prăfoase , nisipuri argiloase la care gradul de îndesare al pământului este considerabil influențat de efectul favorabil al vibrațiilor .

În funcție de adâncimea de fundare , fundațiile realizate prin ștanțarea gropilor de fundație se pot clasifica în fundații de mică adâncime la care raportul dintre înălțime și lățimea medie  $H/b_{med} \leq 1,5$  și fundații de adâncime la care  $H/b_{med} \geq 1,5$  .

Alegerea formei și a dimensiunilor fundațiilor executate în gropi ștanțate se face în funcție de caracteristicile structurii de rezistență a construcțiilor , de existența subsolurilor , de natura terenului de fundare și de mărimea încărcărilor ce trebuie transmise terenului de fundare etc. Pentru a se obține o capacitate portantă sporită a acestor sisteme de fundare , la partea inferioară a fundațiilor se realizează un bulb din material granular de adaos , introdus în una sau mai multe porții , fiecare porție fiind compactată cu echipamentul de lucru cu care s-a executat și amprenta ștanțată .

Tot în vederea creșterii capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate , la partea superioară a acestora se execută o placă antirefulantă ale cărei dimensiuni în plan depășesc conturul bazei mari ( superioare ) a fundației executată în groapa ștanțată [ 60 ] , [ 10 ] .

Prezența plăcii antirefulante la partea superioară a fundației are următoarele efecte :

- mărirea suprafeței de rezemare a fundației executată în groapa ștanțată ;
- creșterea stabilității acesteia ;
- contribuie la mărirea zonei de îndesare , conducând la interpătrunderea zonelor de îndesare , ceea ce în fond are drept efect comportarea elementelor de fundare discontinue ca o fundație continuă [ 12 ] , [ 98 ] .

Inițial dimensiunile fundațiilor executate în gropi ștanțate se stabilesc în funcție de suprastructura construcției , de natura terenului de fundare și de

caracteristicile utilajului cu care se execută amprența prin ștanțare , urmând ca definitivarea soluției să se facă pe baza calculelor și a încercărilor experimentale .

### 2.1.2. Domeniul de utilizare a ștanțării la lucrările de fundații

Fundațiile în gropi ștanțate de mică adâncime sunt destinate în general unor construcții ușoare , dintre care putem aminti construcțiile industriale de tip parter , ( hale industriale sau depozite ) , construcții agro-zootehnice și construcții de locuințe [ 104 ] , [ 106 ] , [ 108 ] , [ 75 ] .

În funcție de particularitățile și natura terenului de fundare , acestea se pot utiliza în următoarele condiții :

- în terenuri tasabile , care pot fi alcătuite din pământuri argiloase cu un indice de plasticitate  $I_p \leq 15 \dots 25 \%$  , gradul de umiditate  $S_r \leq 0,7$  când greutatea volumică în stare uscată  $\gamma_d \geq 16 \text{ kN/m}^3$  se recomandă fundațiile de mică adâncime ;

- în terenuri fără coeziune (  $I_p < 15 \%$  ) , în care există pericolul de prăbușire al pereților gropii ștanțate se recomandă așternerea în suprafață a unui strat de pământ coeziv cu o grosime de cca. 50 cm , care la ștanțarea gropii contribuie la menținerea pereților gropii prin stratul care se formează pe pereții acesteia [ 102 ] , [ 108 ] .

Cercetările efectuate și lucrările de fundații executate au demonstrat posibilitatea execuției de construcții cu fundații în gropi ștanțate nu numai în terenuri deformabile cu o densitate redusă , ci și în pământuri argiloase suficient de compacte, cu densitate volumică în stare uscată  $\gamma_d = 16,0 \dots 17,5 \text{ kN/m}^3$  .

S-a constatat că domeniul de utilizare este mai larg sau mai restrâns în funcție de procedeul de ștanțare utilizat ( batere , vibro-presare, sau vibro-percuții) și trebuie avut în vedere faptul că efectul de îndesare pentru diverse pământuri este diferit de la un procedeu de ștanțare la altul . Astfel , ștanțarea prin vibro-presare este indicată a se utiliza în cazul pământurilor cu coeziune redusă sau în pământuri necoezive ( nisipuri afânate cu  $I_D < 0,4$  ) , umpluturi neomogene , nisipuri prăfoase , nisipuri argiloase la care gradul de îndesare al terenurilor îmbunătățite este considerabil influențat de efectul favorabil al vibrațiilor , iar vibro-presarea se poate utiliza în argile cu indice de consistență scăzut (  $I_C < 0,5$  ) și în loessuri [167].

Ștanțarea prin batere și vibro-percuții se poate aplica și în terenuri slabe , dar este recomandabilă utilizarea lor mai ales în terenuri cu rezistențe ridicate . În cazul nisipurilor saturate , ștanțarea prin vibropresare sau vibropercuții necesită utilizarea unui echipament adecvat , ( gol în interior și prevăzut cu clapete la partea inferioară ) care poate asigura realizarea simultană a operațiilor de ștanțare și de umplere a amprenței ștanțate cu beton .

Fundațiile în gropi ștanțate pot fi utilizate la :

- construcții cu structura în cadre , la care se adoptă un sistem de fundații izolate ștanțate [ 10 ] , [ 107 ] ;

- construcții cu pereți portanți din zidărie , la care se adoptă un sistem de fundații continue ( monolite sau prefabricate ) realizate pe elemente ștanțate [ 12 ], [ 75 ] , [ 106 ] , [ 109 ] ;

- construcții cu pereți portanți din beton armat monolit , adoptând un sistem de fundații continue monolite sau prefabricate sau radier general care descarcă pe elemente de fundare executate în gropi ștanțate ;

- construcții din panouri mari prefabricate adoptând unul din următoarele sisteme de fundare :

i - fundații continue cu talpa monolită pe fundații în gropi ștanțate ;

ii - fundații continue cu talpa prefabricată pozată pe elemente de fundare executate în gropi ștanțate ;

iii - fundații din elemente discontinue monolite realizate în gropi ștanțate pe care se montează elevațiile prefabricate ;

iiii - fundații din elemente discontinue prefabricate introduse în gropi ștanțate ( cu sau fără bulb ) pe care se montează elevații prefabricate ;

a ) Soluții constructive de realizare a fundațiilor în gropi ștanțate de mică adâncime (  $h/b_{med} < 1,5$  ) , [ 167 ] :

În Figura 2.1. sunt prezentate câteva din variantele de realizare a fundațiilor în gropi ștanțate de mică adâncime (  $h/b_{med} < 1,5$  ) . Astfel , în Figura 2.2.a. este prezentată o fundație executată într-o groapă ștanțată cu talpa plană , în formă de trunchi de piramidă . Pentru a obține o capacitate portantă sporită a fundațiilor în gropi ștanțate se recomandă ca la executarea gropii ștanțate să se introducă în amprenta realizată o anumită cantitate de material granular de adaos care se îndeasă prin reintroducerea maiului în amprenta ștanțată ( Fig. 2.1.b. ) . În Figura 2.1. c și d sunt prezentate două variante de realizare a fundațiilor în gropi ștanțate pentru stâlpi monoliți , varianta d având o așa numită placă antirefulantă care asigură o stabilitate și o capacitate portantă sporită fundației . Variantele e , f și g se referă la fundații pentru stâlpi prefabricați , prima variantă fiind o fundație din beton monolit , varianta f având paharul din beton armat prefabricat montat pe o talpă din beton monolit turnat într-o groapă executată prin ștanțare .

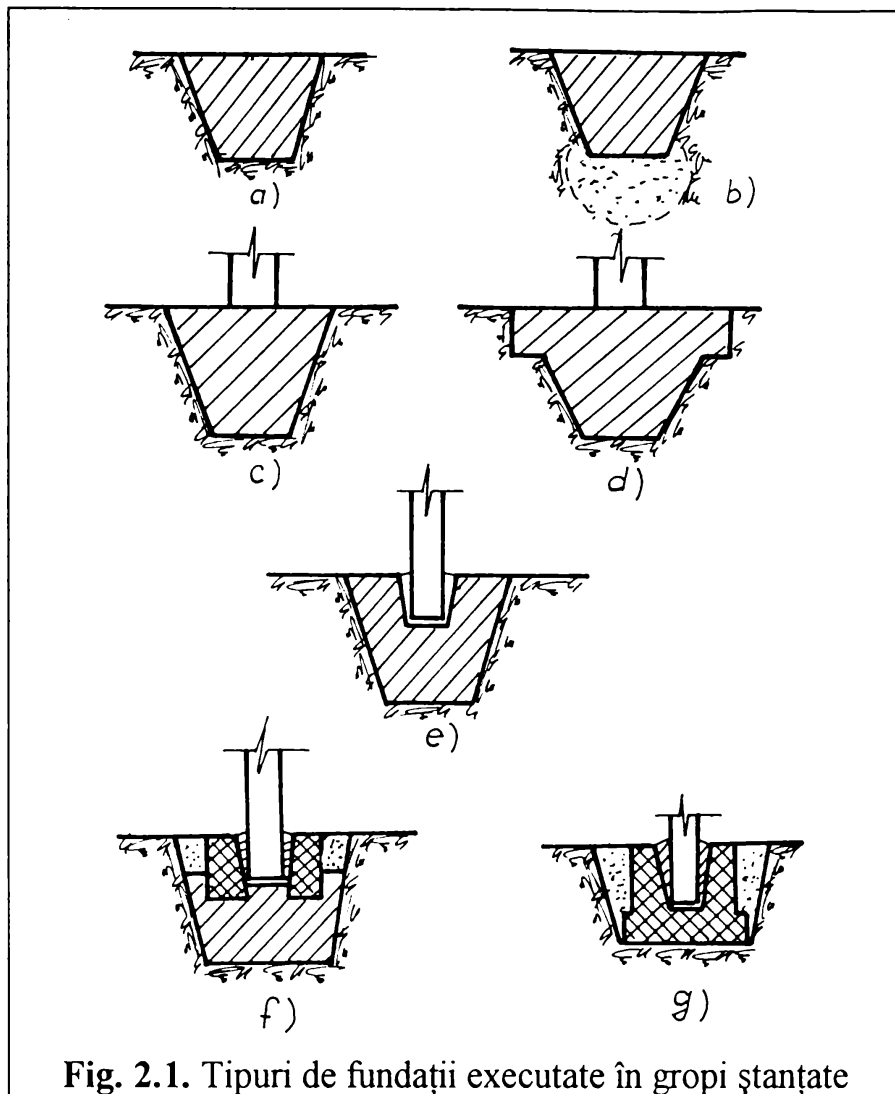


Fig. 2.1. Tipuri de fundații executate în gropi ștanțate

Ultima variantă constă de fapt dintr-o fundație de tip pahar prefabricată obișnuită, introdusă într-o groapă de fundație executată prin ștanțare. Această variantă de realizare a fundației prezintă avantajul unei capacități portante sporite față de soluția introducerii fundației prefabricate într-o groapă de fundație executată prin săpare.

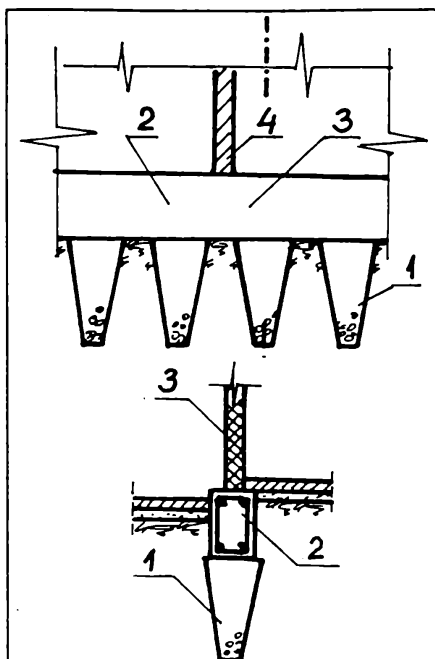
Pentru fundațiile sub construcții cu pereți portanți, variante aplicabile la construcțiile cu structura din diafragme din beton monolite sau prefabricate și zidărie

din cărămidă care transmit încărcări mai mici de 30 t/ml, se prezintă variantele de fundații din Figurile 2.2. și 2.3. Fundațiile continue cu talpă (Fig. 2.2.), [12] constau din realizarea unei tălpi din beton armat, monolită sau prefabricată (2), care se reazemă pe elementele de fundare din beton (1) executate în gropi ștanțate. Cu (3) au fost notate elementele prefabricate care alcătuiesc suprastructura construcției, iar cu (4) zona de monolitizare a elementelor prefabricate (3).

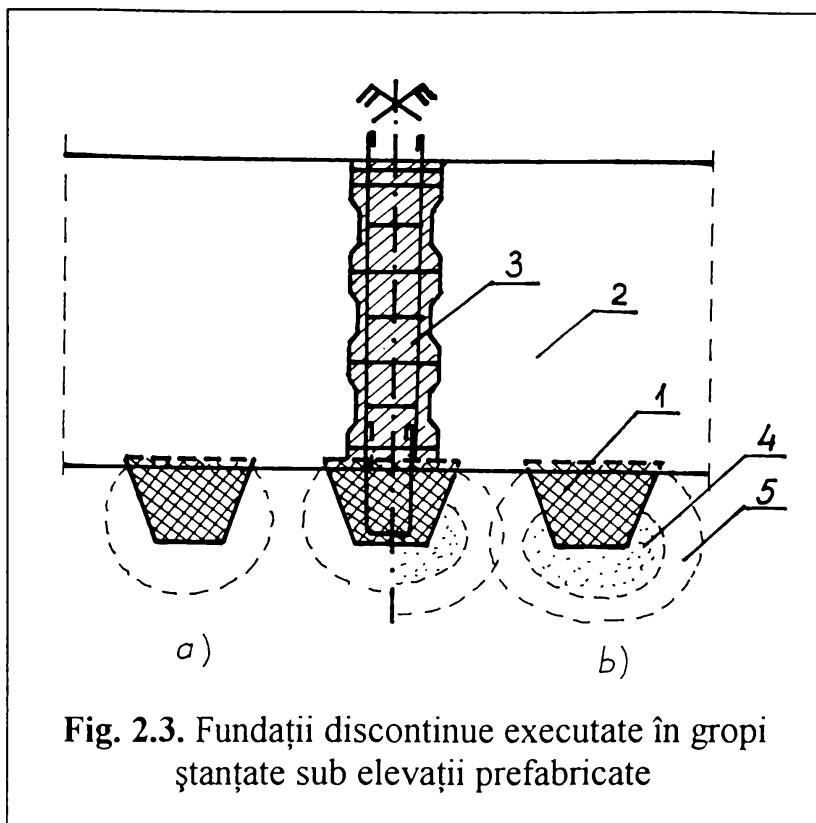
Fundațiile continue fără talpă se pretează la construcții cu structura de rezistență din diafragme monolite sau panouri mari, care reazemă direct pe elementele din beton simplu sau beton armat, realizate prin ștanțare (Fig. 2.3.) [75].

Deși în acest caz modul de rezemare diferă față de situația în care avem și talpa de la partea superioară a fundațiilor executate în gropi ștanțate, elementele discrete de rezemare fiind dispuse la distanțe mici între ele, în calcul se consideră tot ansamblul ca fiind o fundație continuă, aceasta datorită modului de transmitere al încărcărilor la terenul de fundare.





**Fig. 2.2.** Centură din beton armat pe elemente de fundare discontinue



**Fig. 2.3.** Fundații discontinue executate în gropi ștanțate sub elevații prefabricate

O soluție de fundare continuă fără talpă , în care elementul de suprastructură descarcă direct pe elementele de fundare discontinue , este prezentată în Figura 2.3. Soluția prezentată constă într-o variantă de prefabricare completă a elementelor de infrastructură ale unei construcții din diafragme tip panouri mari . Dimensiunile elementelor de fundație prefabricate ( 1 ) vor fi mai mici decât cele ale gropii ștanțate cu cca. 5 ... 10 cm pentru a permite poziționarea lor corectă în groapa ștanțată . De asemenea , pentru mărirea capacității portante , fiecare element ștanțat se poate realiza cu un bulb ( 4 ) din material granular de adaos ( Fig. 2.3.b. ) , care va mări zona îndesată ( 5 ) a terenului de fundare din jurul fundației .

Panourile prefabricate care alcătuiesc infrastructura construcției ( 2 ) , vor trebui să fie dimensionate în mod corespunzător ținând seama și de modul de descărcare discontinuu pe elementele de fundație . În acest caz se recomandă realizarea fundațiilor discontinue cu bulb care asigură o omogenitate mai mare sistemului de fundare . Se recomandă o atenție deosebită la proiectare și executarea monolitizărilor ( 3 ) .

b ) Soluții constructive de realizare a fundațiilor în gropi ștanțate adânci (  $h/b_{med} > 1,5$  )

- Fundații izolate sub stâlpi pentru încărcări mai mici de 1000 kN , [ 167 ]

Acest gen de fundații are ca domeniu de aplicare construcțiile agro-zootehnice ușoare tip parter , cum ar fi grajduri , magazii , ateliere de reparații utilaj agricol etc. precum și alte construcții similare .

Sistemul de fundare propus asigură montarea stâlpilor prefabricați prin sudarea unor mustăți lăsate din fundația executată în groapa ștanțată de mustățile de la partea inferioară a stâlpului prefabricat , ultima fază fiind monolitizarea îmbinării ( Fig. 2.4. ) . Fundația constă din elementul de fundare propriu-zis executat din beton

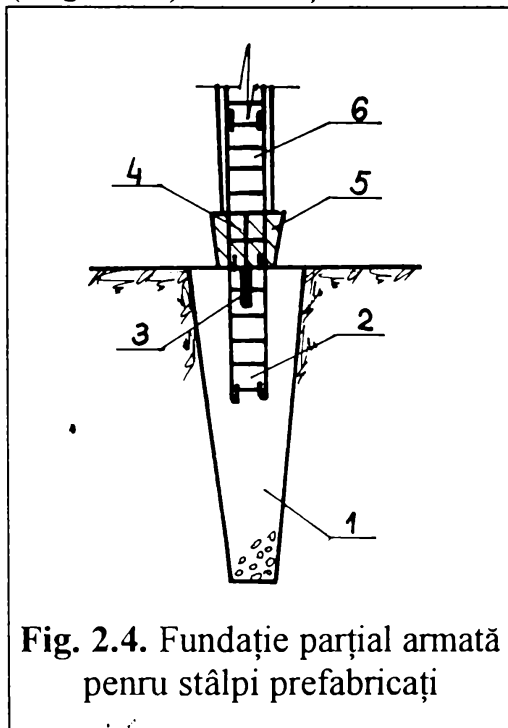


Fig. 2.4. Fundație parțial armată pentru stâlpi prefabricați

monolit ( 1 ) , în care au fost înglobată o carcasă de armătură ( 2 ) și un ștuț din țevă ( 3 ) necesar poziționării stâlpului prefabricat ( 6 ) prevăzut cu un dorn ( 4 ) . Mustățile de armătură din stâlp și din fundație ( 5 ) se vor suda între ele pentru a asigura continuitatea transmiterii eforturilor de la stâlp la fundație , îmbinarea urmând a se finaliza prin montarea unor etrieri și turnarea betonului de monolitizare ( 7 ) .

O altă variantă de realizare a fundațiilor prin ștanțarea gropilor de fundație pentru construcții ușoare constă în realizarea fundațiilor în gropi ștanțate cu pahar ( Fig. 2.5. ) , [ 109 ] . Aceste tipuri de fundații executate în gropi ștanțate se utilizează în cazul unor terenuri de fundare slabe în suprafață , soluția respectivă asigurând transmiterea încărcării de la construcție

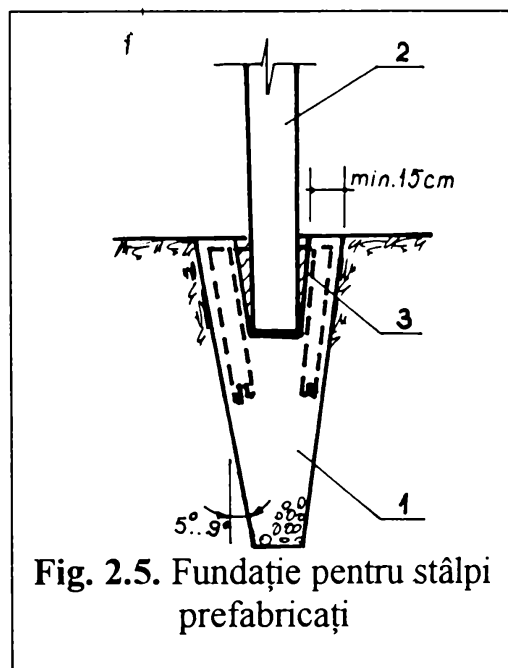


Fig. 2.5. Fundație pentru stâlpi prefabricați

în suprastructura construcției este realizată monolit se poate utiliza varianta de fundare prezentată în Figura 2.6. Soluția respectivă constă în ștanțarea gropii de fundație , iar în masa betonului proaspăt turnat ( 1 ) se introduce carcasa de armătură ( 3 ) luându-se măsuri de fixare a acesteia în poziția definitivă , stâlpul urmând a se executa după priza betonului din fundație .

Armarea fundațiilor prezentate se face în funcție de natura încărcărilor transmise de stâlpi. În cazul în care stâlpii transmit numai forțe centrice de compresiune sau momente și forțe tăietoare reduse , nu este necesară

armarea fundației . Dacă rezultă momente de încovoiere mari la nivelul încastrării stâlpului în fundație , se va realiza o armare a fundației pe bază de calcul .

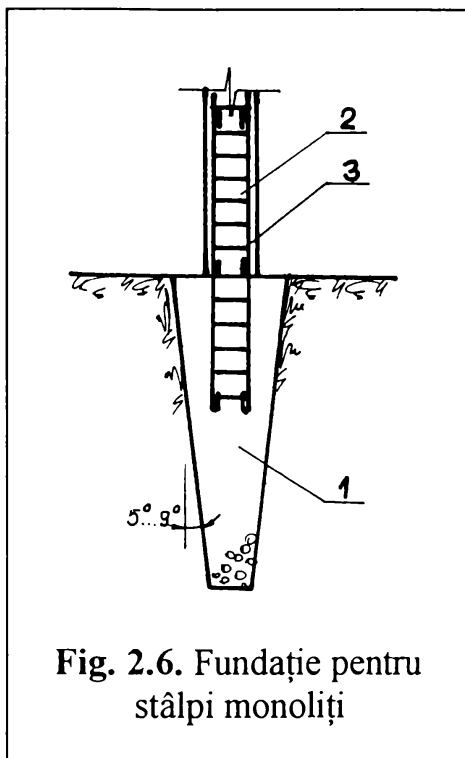


Fig. 2.6. Fundație pentru stâlpi monoliți

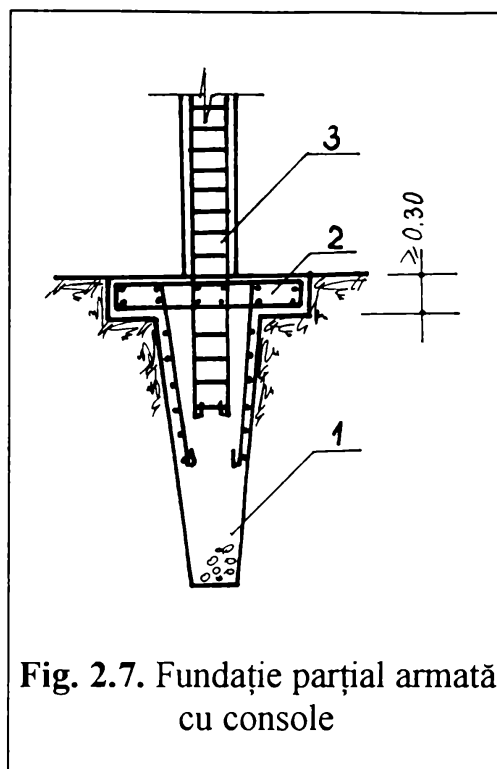


Fig. 2.7. Fundație parțial armată cu console

Dacă în urma efectuării calculelor rezultă o armare constructivă , la procent minim de armare , fundația se va arma numai la partea superioară pe o treime din lungimea sa .

În scopul obținerii unei stabilități sporite la sarcini orizontale și la momente încovoietoare , concomitent cu o creștere a capacității portante la încărcări verticale , se poate realiza la partea superioară a fundațiilor executate în gropi ștanțate a unui cuzinet din beton armat . Modul de alcătuire al unei astfel de fundații este prezentat în Figura 2.7. Cuzinetul ( 2 ) se va ancora în fundația propriu-zisă ( 1 ) urmând a fi dimensionat , din punct de vedere al dimensiunilor secțiunii de beton și al armăturii în funcție de mărimea presiunilor reacțiune care apar în teren la partea inferioară a cuzinetului .

Pentru a obține o capacitate portantă sporită a acestui tip de fundații se poate realiza la baza acestora , înainte de turnarea betonului , un bulb din material granular de adaos ( balast , piatră spartă , refuz de ciur , zgură etc. ) care se îndeasă prin reintroducerea echipamentului de ștanțare în amprenta parțial umplută cu materialul granular de adaos ( Fig. 2.8. ; Fig. 2.9. ) .

Cantitatea de material granular de adaos introdusă în groapa ștanțată în una sau mai multe porții va fi de 0,3 ... 1,00 m<sup>3</sup> , în funcție de volumul echipamentului de ștanțare și de natura terenului de fundare .

Forma constructivă a acestui tip de fundații este similară celor executate fără bulb , respectându-se aceleași indicații privind alcătuirea și armarea lor ca la

fundățiile executate fără bulb și care au fost prezentate anterior . La fel ca și în cazul fundățiilor executate fără bulb , în cazul fundățiilor executate cu bulb se pot realiza

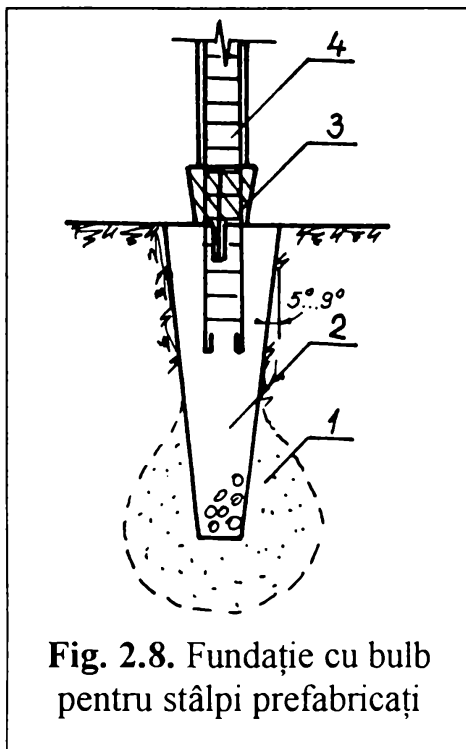


Fig. 2.8. Fundație cu bulb pentru stâlpi prefabricați

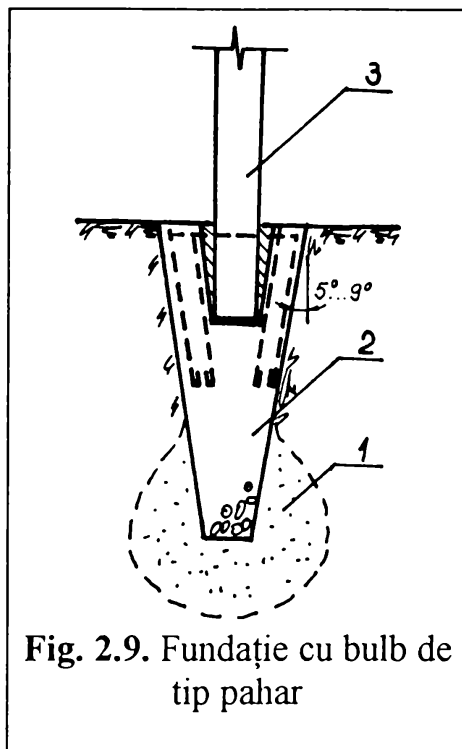


Fig. 2.9. Fundație cu bulb de tip pahar

aceleași variante constructive după cum se poate vedea și în Figurile 2.10 și 2.11. în care se prezintă două variante de fundații executate în gropi ștanțate cu bulb și

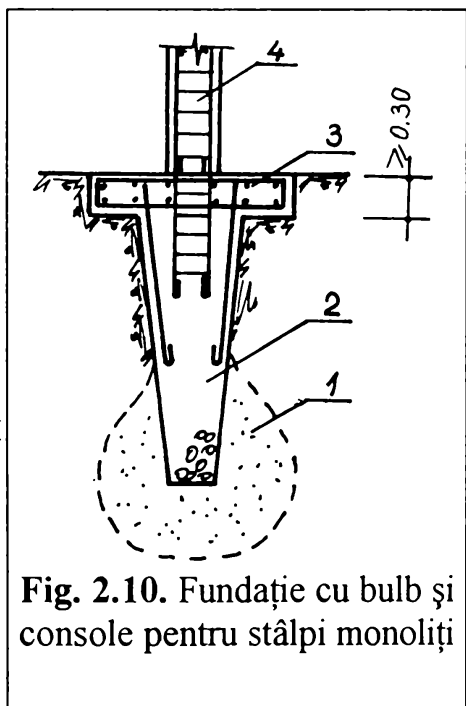


Fig. 2.10. Fundație cu bulb și console pentru stâlpi monoliți

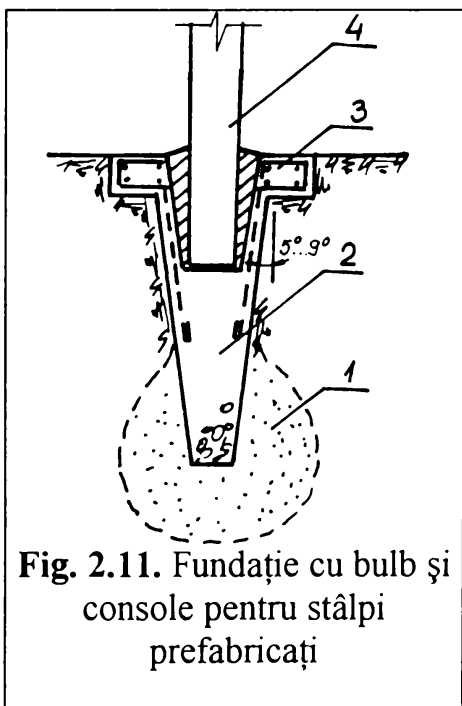


Fig. 2.11. Fundație cu bulb și console pentru stâlpi prefabricați

cu console ( cuzinet ) , [ 11 ] , semnificația notațiilor utilizate fiind următoarea : ( 1 ) - bulb din material granular de adaos , ( 2 ) - fundație , ( 3 ) - console , ( 4 ) - stâlp.

La fel ca și în cazul prezentat anterior , datorită acestui cuzinet , o parte din încărcarea transmisă de stâlp se va transmite terenului la partea superioară prin intermediul tăpii cuzinetului , micșorându-se încărcarea care revine bazei fundației , împiedicându-se și refularea terenului în suprafață în jurul fundației , ceea ce asigură de asemenea un spor de capacitate portantă .

- Fundații izolate sub stâlpi pentru încărcări mai mari de 1000 kN ;

Domeniile de aplicare ale acestui gen de fundații sunt următoarele : hale industriale cu poduri rulante ușoare , construcții social-culturale și chiar industriale cu suprastructura în cadre cu până la P+4 nivele etc. [ 10 ] , [ 11 ] , [ 107 ] .

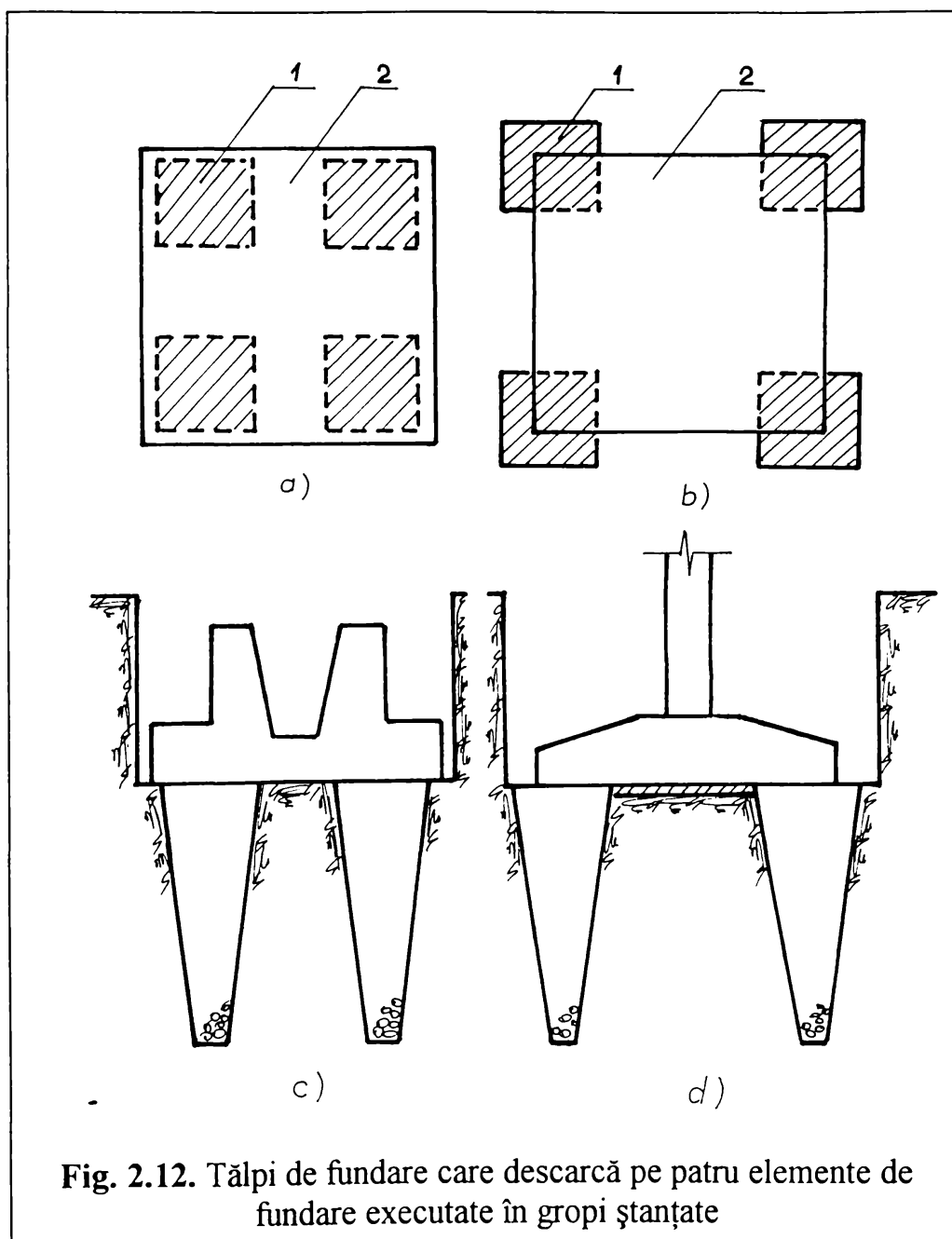


Fig. 2.12. Tălpi de fundare care descarcă pe patru elemente de fundare executate în gropi ștanțate

Fundația se va realiza de tip pahar sau ca o fundație cu talpă din beton armat care descarcă pe fundațiile executate în gropi ștanțate ( Fig. 2.12.a și b ). Dispunerea fundațiilor executate în gropi ștanțate se face în formații de câte patru sau chiar câte șase sub fiecare talpă de fundație . In cazul în care se dorește executarea unei tălpi de fundație cu dimensiuni în plan mai reduse , se poate realiza o descărcare parțială a acesteia pe fundațiile ștanțate ( Fig. 2.12.b ) , [109] .

In acest caz se va verifica dacă este necesară asigurarea unei legături de tip încastrare între talpa fundației și elementele de fundare executate în gropi ștanțate , urmând a fi prevăzută o armătură de ancoraj dimensionată în mod corespunzător .

In Figura 2.12. s-au notat cu ( 1 ) elementele de fundație executate în gropi ștanțate iar cu ( 2 ) talpa de fundare , în varianta de fundație de tip pahar ( Fig. 2.12.c ) , respectiv de fundație cu talpă din beton armat ( Fig. 2.12. d ) .

Pentru a se obține un spor de capacitate portantă la aceste sisteme de fundare , elementele de fundație executate în gropi ștanțate se pot realiza și cu bulb din material granular de adaos .

c ) Detalii privind alcătuirea și armarea fundațiilor executate în gropi ștanțate;

- Fundații de mică adâncime ;

Fundațiile executate în gropi ștanțate de mică adâncime sunt în general elemente masive din beton , care la valoarea presiunilor transmise terenului de fundare ( 3 ... 5 ... 10 dan/cm<sup>2</sup> ) nu necesită o armătură din condiția de rezistență a fundației propriuzise . ( Fig. 2.1. , Fig. 2.2. , Fig. 2.3. ) . Se impun însă ca necesare montarea unor carcase de armătură care să asigure o legătură între elementele de fundare discrete și elevațiile sau grinzile de centură care alcătuiesc restul infrastructurii construcției ( Fig. 2.3. ) . In cazul utilizării unor elemente de elevație prefabricate , armătura de legătură se va prevedea numai la acele elemente de fundație care se află în dreptul zonelor de monolitizare ( intersecții sau colțuri ale pereților de subsol ( Fig. 2.3. ) ).

In cazul realizării fundațiilor în varianta de grindă de fundare dispusă pe elemente de fundare izolate executate în gropi ștanțate ( Fig. 2.2. ) , grinda se va dimensiona pe baza eforturilor de încovoiere din lungul grinzii calculate ca o grindă elastică pe mediu elastic . Având în vedere rigiditatea mărită a stratului suport vor rezulta eforturi de încovoiere mult reduse față de situația în care grinda de fundație ar fi fost amplasată pe terenul natural .

- Fundații de mare adâncime (  $h/b_{med} > 1,5$  )

In general fundațiile executate în gropi ștanțate de mare adâncime sunt sollicitate în principal la eforturi de compresiune . In cazul în care fundația preia încărcarea de la un stâlp ( Fig. 2.6. , Fig. 2.8. ) care ar putea transmite și eforturi de

încovoiere , se va efectua și verificarea secțiunii transversale a fundației la diferite nivele și se va arma în consecință . Dacă fundațiile sunt prevăzute și cu console (Fig. 2.7. , Fig. 2.8. , Fig. 2.9. ) trebuie efectuată o dublă verificare , prima referitoare la preluarea eforturilor unitare de întindere din încovoiere pe consolă , iar în cea de-a doua etapă se va calcula cantitatea de armătură necesară ancorării consolei în fundație , pentru a evita desprinderea acesteia de fundație .

Aceleași probleme le ridică executarea fundațiilor în gropi ștanțate pentru stâlpii prefabricați ( Fig. 2.9. , Fig. 2.11. ) . În acest caz se va calcula armătura necesară a fi montată în pereții paharului conform prescripțiilor din normativul P10-86 , atât în planul orizontal de solicitare al pereților paharului cât și al solicitărilor din planul vertical . De asemenea se va ține seama și de necesitatea de a asigura o ancorare corespunzătoare a pereților paharului în fundație .

La sistemele de fundare la care se execută un număr de patru sau șase elemente de fundare executate în gropi ștanțate sub un cuzinet din beton armat (Fig. 2.12. ) , acesta din urmă se va arma cu o plasă alcătuită din bare ortogonale , dispuse la partea inferioară , care rezultă ca necesare în urma calculului momentelor de încovoiere produse de reacțiunile încărcărilor care revin elementelor de fundare executate în gropi ștanțate dispuse sub talpa fundației . Se face de asemenea o verificare la forța tăietoare a cuzinetului , conform normativului P10-85 .

### 2.1.3. Echipamente pentru ștanțarea gropilor de fundație

Echipamentele de ștanțare se folosesc atât la executarea gropilor pentru fundații , cât și la realizarea bulbului din material de adaos ( balast , pată spartă etc.) la partea inferioară a fundației executată în groapa ștanțată , cu scopul obținerii unei creșteri a capacității portante a fundației [ 89 ] , [ 108 ] , [ 167 ] .

Forma generală a maiurilor , precum și a vibroștanțelor este aceea de trunchi de piramidă cu baza mică la partea inferioară .

Se recomandă această formă având în vedere următoarele considerente :

- Fundațiile de tip trunchi de piramidă au o capacitate portantă mai mare decât fundațiile de formă tronconică sau prismatică cu aceeași suprafață a secțiunii transversale ;

- Forma aceasta este avantajoasă atât pentru înfigerea în teren , cât mai ales pentru extragerea maiului , respectiv a vibroștanței . În plus , se asigură și o stabilitate sporită a pereților gropii la extragerea maiului ;

- Nu presupune dificultăți la confecționare .

Dimensiunile constructive , precum și unghiul de înclinare al fețelor maiului față de axul acestuia se stabilesc în funcție de natura terenului de fundare , de dimensiunile maiului , de capacitatea portantă necesară , în funcție de caracteristicile utilajului care va fi utilizat la ștanțarea gropilor de fundație .

Din punct de vedere al pantei fețelor laterale , echipamentele de ștanțare se clasifică astfel :

- echipamente de ștanțare alungite (  $h \geq 2,50$  m ) la care  $\alpha = 3^\circ \dots 9^\circ$  ;
- echipamente de ștanțare cu pantă mare (  $h \leq 2,50$  m ) la care  $\alpha = 18^\circ \dots 30^\circ$ .

a ) Stanțe ( maiuri )

La ștanțarea prin batere , realizarea gropii depinde de energia acumulată de ștanță ( mai ) în cădere . Masa corespunzătoare ștanței ( maiului ) se obține în cazul în care ștanța ( maiul ) este confecționată din tablă groasă ( 10 ... 15 mm ) prin lestarea acesteia cu beton turnat în interiorul carcasei metalice .

Forma și dimensiunile orientative ale ștanțelor ( maiurilor ) sunt prezentate în Figura 2.13. În cazul utilizării fundațiilor prefabricate la care realizarea gropii de fundație nu necesită ștanțe de masă mare (  $m \leq 500$  kg ) se poate utiliza ca ștanță chiar elementul prefabricat de fundare , prin adaptarea acestuia pentru a putea fi

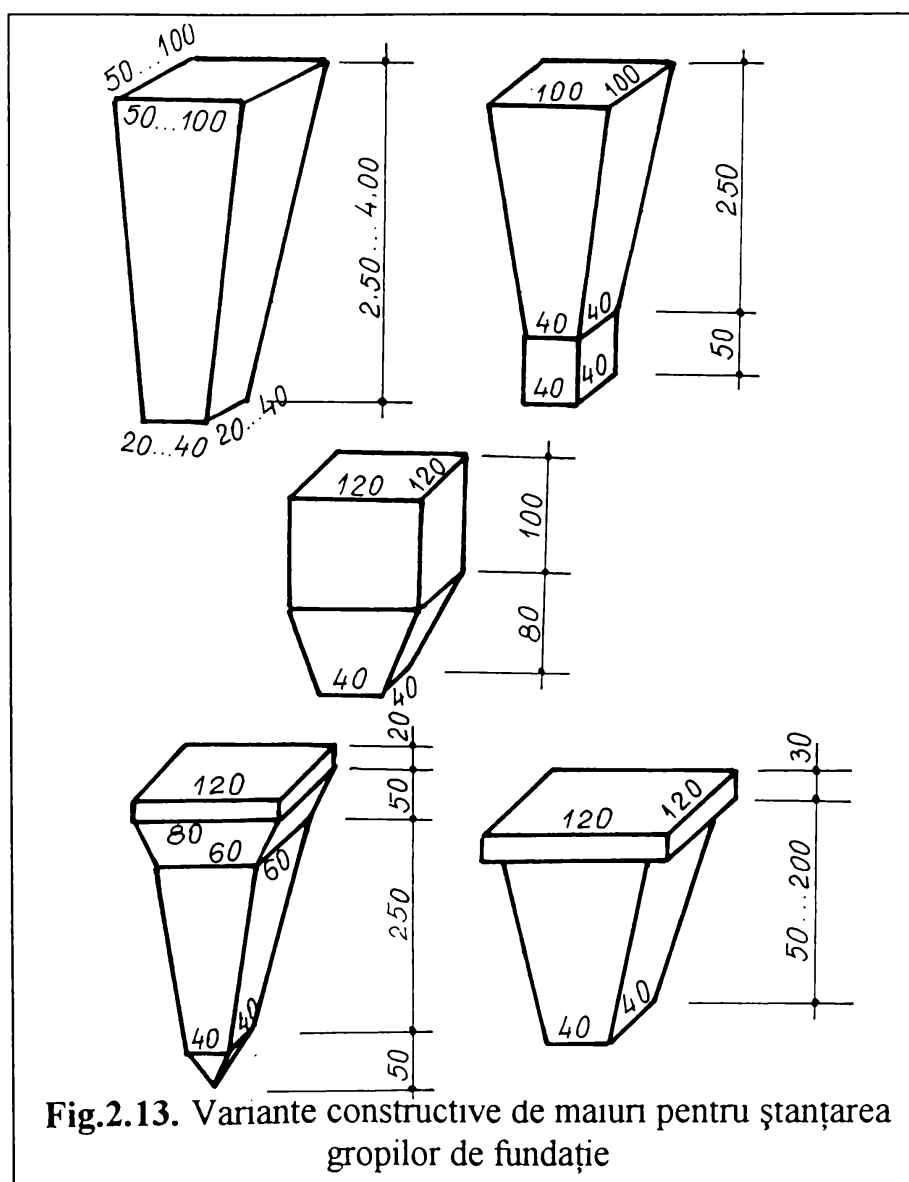


Fig.2.13. Variante constructive de maiuri pentru ștanțarea gropilor de fundație



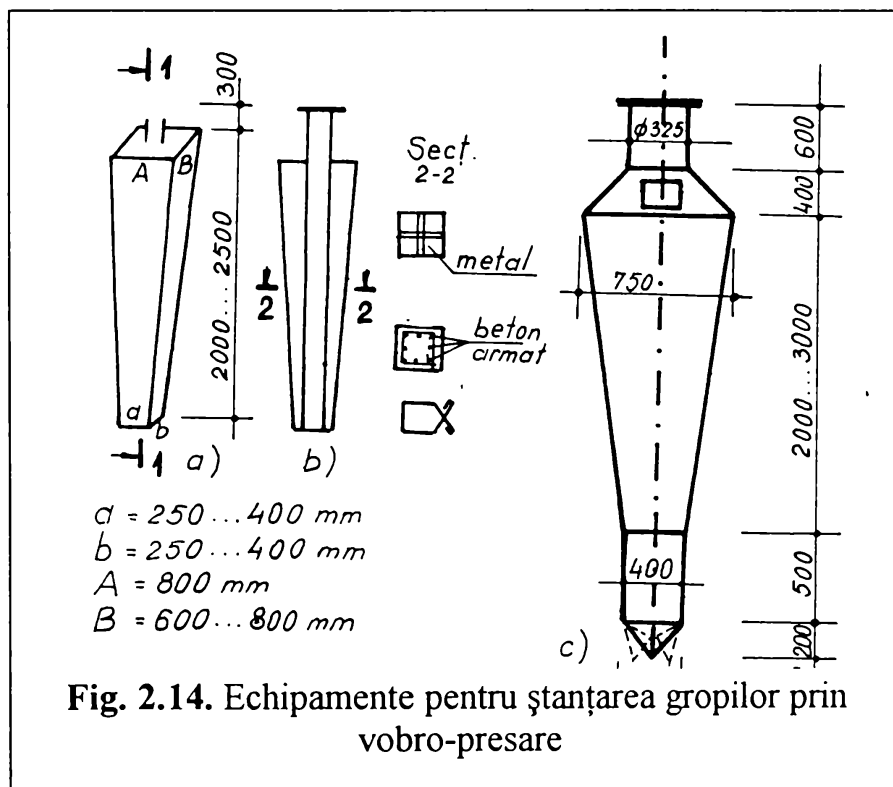
ridicat și manevrat , obținându-se în acest fel un contact mai bun între prefabricat și teren .

Ștanțele din Figura 2.13. b și c sunt utilizate pentru a împiedica refularea înspre suprafață a materialului de adaos în timpul îndesării acestuia . Pentru eliminarea inconvenientelor datorate refulării în suprafață a terenului din jurul gropii ștanțate , se recomandă utilizarea unor ștanțe cu partea superioară lărgită ( Fig. 2.13. d și e ) .

Din punct de vedere al caracteristicilor terenului de fundare , se recomandă utilizarea ștanțelor prezentate ( ca de altfel și a fazelor tehnologice care vor fi prezentate în cadrul lucrării ) la terenurile care nu ridică probleme în ceea ce privește stabilitatea pereților gropii ștanțate . Aceste pământuri sunt argilele moi , argile nisipoase precum și alte pământuri slab coezive care nu îndeplinesc condițiile care permit lichefierea acestora în decursul operației de ștanțare a gropii de fundație . Tot din considerentul menținerii stabilității pereților gropii ștanțate , realizarea amprentei prin batere se recomandă a fi utilizată în situația când nivelul apelor subterane se află sub nivelul gropii ștanțate .

### b ) Vibroștanțe

Vibroștanțele sunt echipamente care se folosesc la ștanțarea gropilor de fundații folosind vibrațiile însoțite de presare sau percuții ( vibro-presare sau vibro-percuții ) . Aceste echipamente se pot confecționa sub forma unor carcase din tablă groasă ( 10 ... 15 mm ) sau se pot executa ca elemente masive din beton armat [ 101 ] , [ 105 ] .



Prinderea vibroștanței de vibro-generator se face prin intermediul unei țevi cu diametrul de 219 - 315 mm și al unei flanșe . Șuruburile de fixare trebuie asigurate contra deșurubării . În Figura 2.14. se prezintă cele două tipuri de vibroștanțe utilizate ca echipamente de ștanțare la vibro-generatorul AVP-1 :

- echipament masiv din beton armat (Fig. 2.14. a) ;

- echipament realizat din tablă groasă , gol în interior (Fig. 2.14.b);
- echipament cu clapetă la vârf , gol în interior ( Fig. 2.14. c ).

În funcție de caracteristicile terenului de fundare, a încărcărilor care se transmit terenului de fundare , precum și în funcție de tipul utilajului purtător , dimensiunile vibro-ștanțelor se pot realiza conform dimensiunilor cuprinse în Tabelul 2.1. :

Tabelul 2.1.

Dimensiunea	U.M.	AVP-1	AVPP-1
a	mm	200 ... 300	300 ... 400
b	mm	200 ... 300	300 ... 400
A	mm	500 ... 700	700 ... 1000
B	mm	500 ... 700	700 ... 1000
H	mm	2000 ... 3000	3000 ... 4000

Pentru cazurile când adâncimea de fundare este de 2,00 ... 4,00 m se folosesc vibro-ștanțe alungite , iar în cazurile în care terenul bun de fundare se află la suprafață se utilizează vibro-ștanțe cu pantă mare .

Ca domeniu de utilizare , folosirea vibro-ștanțelor fără clapete se recomandă la realizarea fundațiilor în terenuri cu capacitatea portantă medie , asupra cărora vibrațiile au un efect pozitiv din punct de vedere al îndesării .

Vibro-ștanțele cu clapete prezintă avantajul că permit atât ștanțarea gropii cât și turnarea elementului de fundație în terenuri instabile sau cu nivelul apelor subterane mai ridicat decât cota de fundare , deoarece elimină posibilitatea prăbușirii pereților gropilor de fundație .

Evitarea surpării pereților gropii ștanțate se face adoptând următoarea tehnologie de lucru :

- ștanțarea gropii de fundație până la cota propusă ;
- introducerea în interiorul echipamentului a materialului pentru realizarea bulbului ( beton sau materiale granulare ) ;
- extragerea maiului pe o înălțime de 0,50 ... 0,80 m . Din greutatea proprie , clapetele se deschid și materialul din interiorul echipamentului umple golul rămas după extragerea echipamentului .
- reluarea procesului de înfigere la cotă . Unghiul maxim de deschidere a clapetei este stabilit astfel încât la reînfigerea clapetei , aceasta să nu rămână deschisă , realizându-se bulbul de la baza fundației ;
- introducerea betonului de fundație în interiorul vibro-ștanței și extragerea treptată a acestuia . Betonul ocupă spațiul ștanțat pe măsură ce se extrage echipamentul .

## 2.1.4. Utilaje pentru executarea fundațiilor în gropi ștanțate

### a ) Agregatul de vibro-presare AVP-1

Utilajul purtător al agregatului este un tractor cu șenile S 1500 ( Fig. 2.15. ) prevăzut cu o lumânare de ghidaj ( 1 ) pe care culisează un generator de vibrații ( 2 ) de care este fixat echipamentul de ștanțare al gropii de fundație ( 3 ) [ 88 ] , [ 91 ] , [ 95 ] , [ 103 ] .

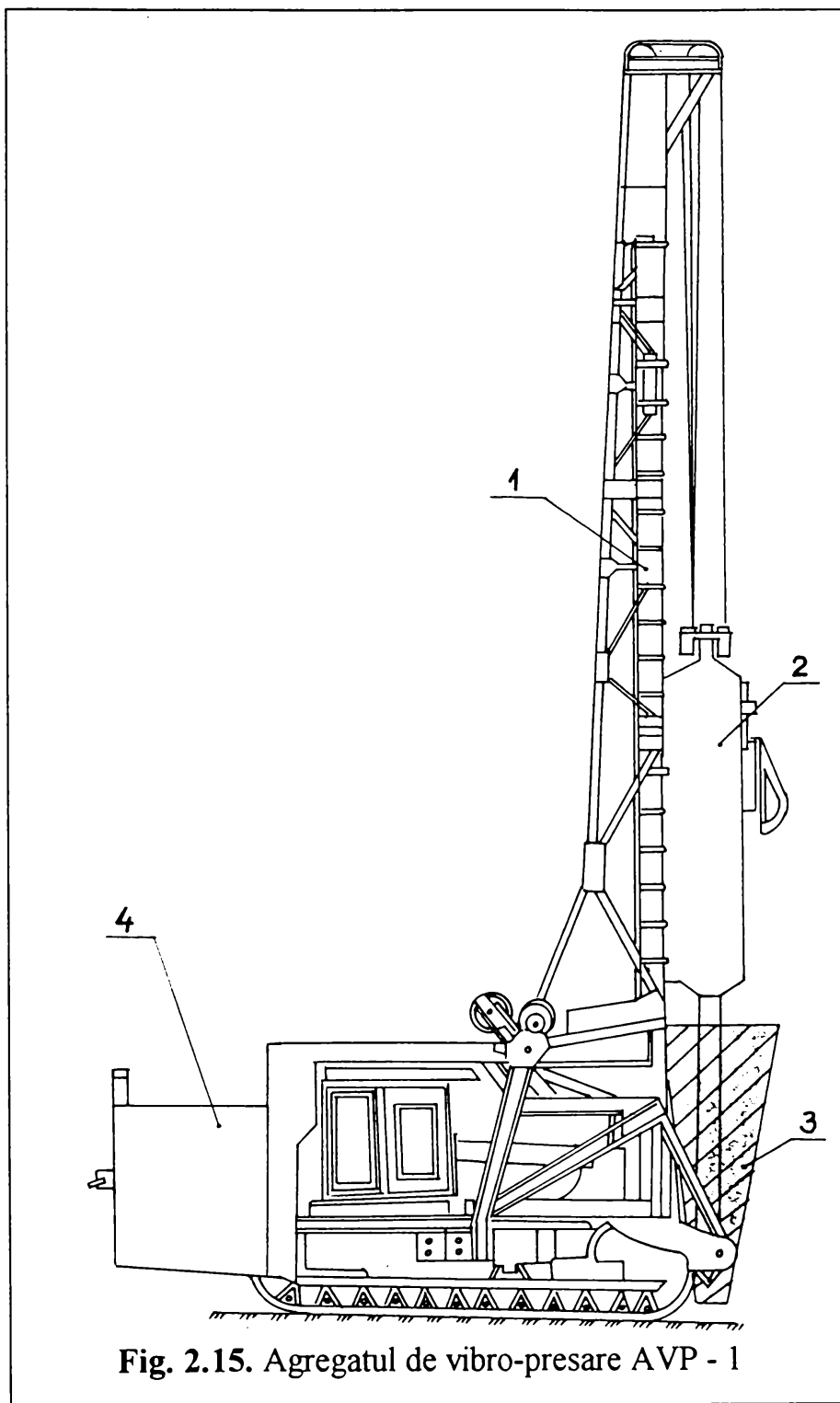


Fig. 2.15. Agregatul de vibro-presare AVP - 1

Pentru a putea lucra independent , agregatul AVP-1 este prevăzut și cu un generator de curent (4) care alimentează cu energie generatorul de vibrații ( 2 ) . In măsura în care este posibil se preferă alimentarea generatorului de vibrații de la o sursă de alimentare cu energie electrică exterioară .

In Tabelul 2.2. sunt prezentate caracteristicile tehnice ale agregatului de vibro-presare AVP-1 și AVPP-1 , acesta din urmă fiind așa numitul agregat de vibro-presare-percuție , utilaj care este o variantă a agregatului AVP-1 care funcționează și ca vibro-percutor .

Avantajele pe care le prezintă

utilizarea agregatului de vibro-presare AVP-1, respectiv AVPP-1 constau în independența acestor utilaje și în posibilitatea echipării lor cu vibro-maiuri de mari dimensiuni , ceea ce permite realizarea unor fundații cu o capacitate portantă ridicată.

Tabelul 2.2.

Nr. crt.	Denumire parametru	U.M.	AVP-1	AVPP-1
1.	Masa vibro-generator	kg	1601	1601
2.	Masa în vibrație	kg	4100	-
3.	Masa percutantă	kg	-	3725 - 4400
4.	Frecvența de oscilație	Hz	11,8	11,8
5.	Perioada de oscilație	sec	0,084	0,084
6.	Perioada de percuție	sec	-	0,084
7.	Durata percuției	sec	-	0,005 - 0,01
8.	Forța perturbatoare	tf	21,5	21,5
9.	Forța max. ind. în elem.	tf	40	140
10.	Forța de percuție	tf	-	( 3 ... 5 ) * P <sub>0</sub>
11.	Forța de apăsare max.	tf	11	11
12.	Utilaj purtător	-	S 1500	S 1500
13.	Greutate utilaj	kg	31000	31000
14.	Presiunea pe teren	daN/ cm <sup>2</sup>	0,68	0,68
15.	Viteza de deplasare	km/h	2,25 - 5,4	2,25 - 5,4
16.	Masa max. a elem.	t	3,0	3,0

#### b ) Alte utilaje pentru ștanțarea gropilor de fundație

Unul din avantajele importante ale metodei de ștanțare a gropilor de fundație prin batere este acela că permite utilizarea unei game largi de utilaje de ridicat aflate în dotarea întreprinderilor de construcții din țară . Atașarea echipamentului și a instalației de batere nu implică modificări ale utilajului . Condițiile pe care trebuie să le îndeplinească aceste utilaje sunt următoarele [ 87 ] :

- să dispună de o capacitate de ridicare minimum dublul greutății echipamentului sau a instalației de ștanțare ;

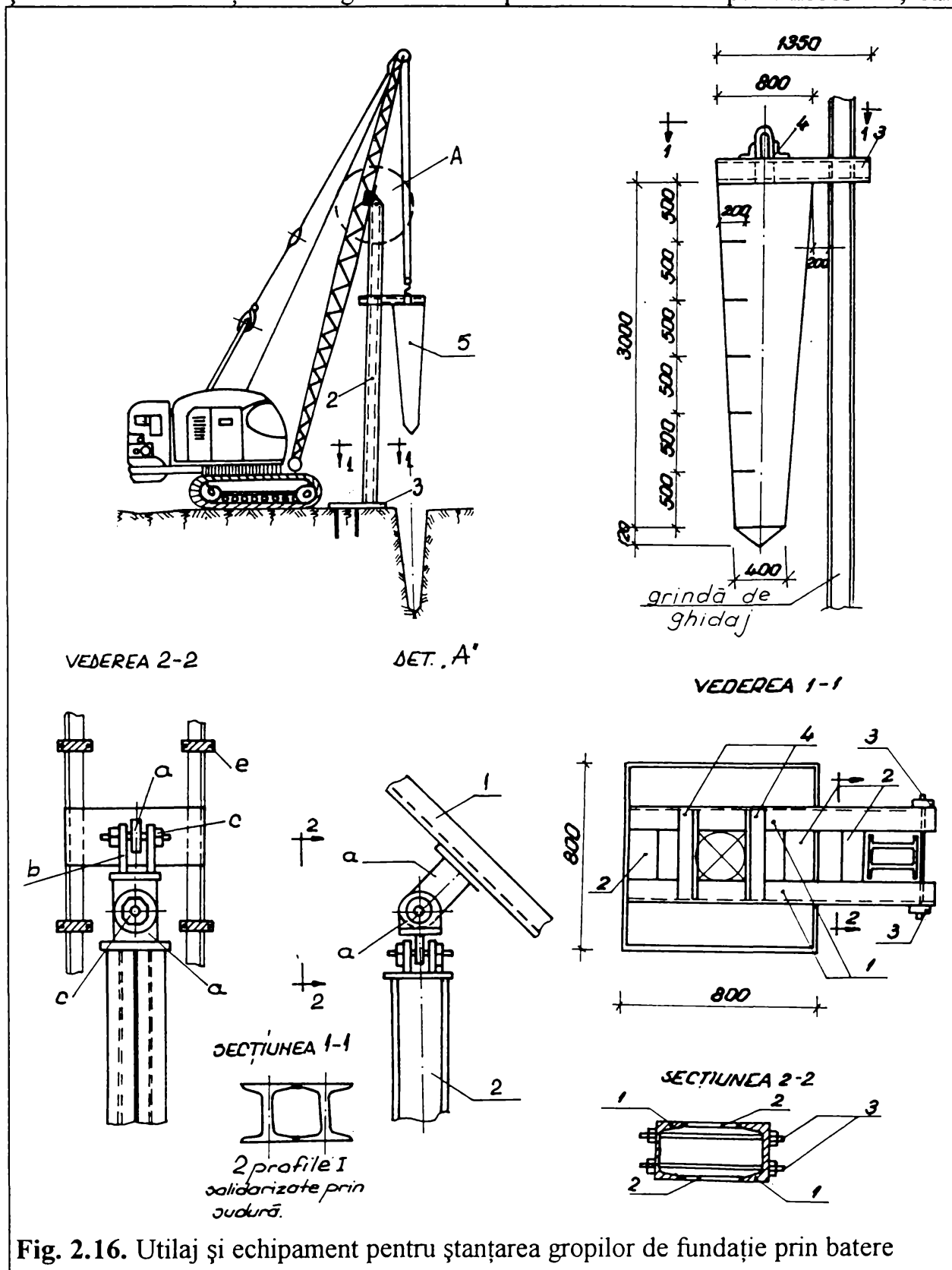
- să asigure înălțimea de cădere a maiului adecvată cerințelor procesului de ștanțare (  $H_{min} = 4,00$  m ) ;

- să fie dotate cu frână cu fricțiune care să permită căderea liberă a maiului ;

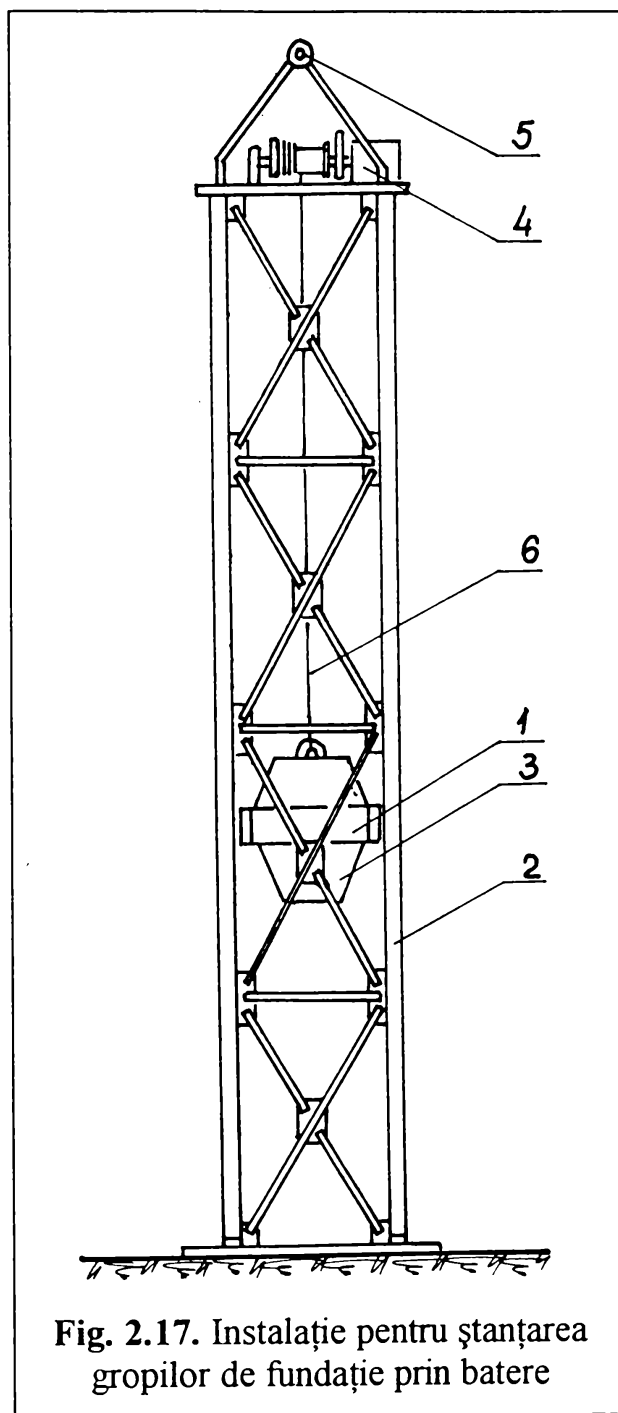
- să fie dotate de preferință cu sisteme de deplasare pe șenile pentru a se putea mișca ușor pe terenuri slabe și pentru a se elimina timpii necesari calării ;

- în cazul deplasării pe roți cu pneuri să dispună de un sistem de calare automat .

Pentru a putea funcționa ca utilaj purtător al echipamentului de ștanțare , o macare care îndeplinește condițiile amintite anterior necesită totuși unele mici adaptări , lucrări care se pot executa în orice atelier de confecții metalice al unui șantier de construcții . In Figura 2.16. se prezintă aceste adaptări necesare , care

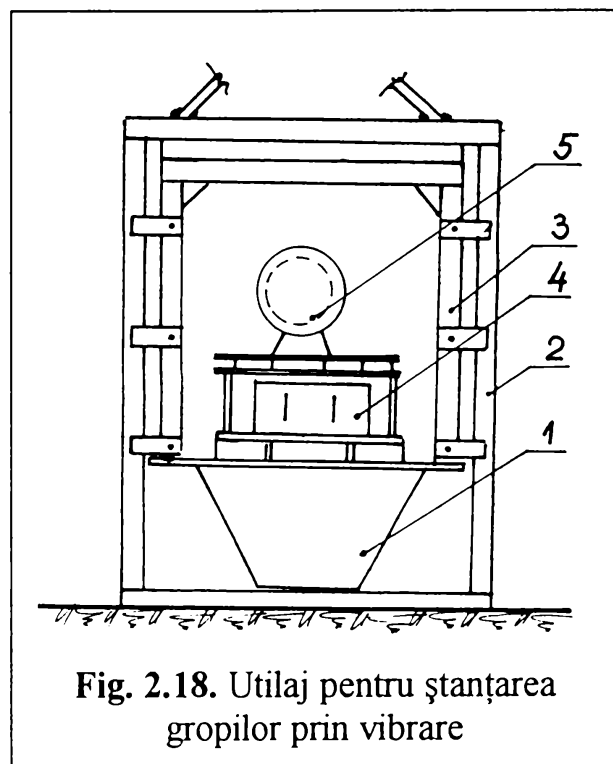


constau din realizarea unei lumânări de ghidaj a echipamentului de ștanțare , montată pe brațul macaralei prin intermediul unei cruci cardanice care are rolul de a permite menținerea în permanență în poziție verticală a lumânării de ghidaj . Prin aceasta se evită și solicitarea la încovoiere sau la torsiune a brațului macaralei . Lumânarea de ghidaj va fi prevăzută la partea inferioară cu o placă metalică cu o grosime de 10 ...15 mm și dimensiunea în plan de cca. 300\*300 mm , având rolul de a împiedica înfigerea lumânării în pământ în cursul operației de ștanțare a gropii. Rolul lumânării de ghidaj constă în a împiedica rotirea echipamentului în timpul ridicării și al căderii libere a acestuia .



**Fig. 2.17.** Instalație pentru ștanțarea gropilor de fundație prin batere

Instalația se compune dintr-un dispozitiv de prindere al maiului ( 1 ) , un



**Fig. 2.18.** Utilaj pentru ștanțarea gropilor prin vibrație

Un alt tip de utilaj pentru realizarea gropilor de fundație prin ștanțare îl reprezintă instalația de ștanțare prin batere cu acționare proprie a maiului. Un astfel de utilaj conceput în cadrul Catedrei de Drumuri și Fundații Timișoara în colaborare cu fostul Trust de Construcții Montaj Timișoara este prezentat în Figura 2.17. , [95].

Instalația are avantajul că poate fi manevrată de orice utilaj de ridicat cu o capacitate de ridicare de minim 5 t și cu o înălțime a brațului corespunzătoare pentru montarea în poziție de lucru a instalației .

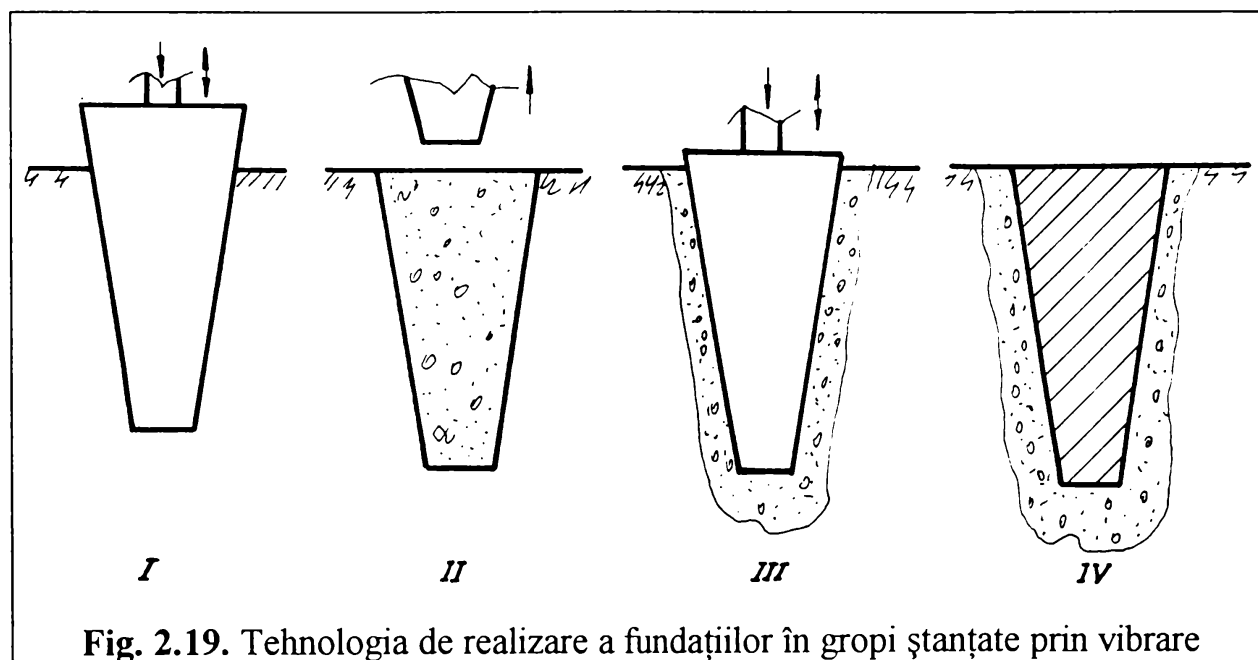
turn de ghidaj ( 2 ) , maiul ( 3 ) cu o greutate de cca. 1,5 ... 2,0 t , un ansamblu de acționare al maiului ( 4 ) , alcătuit dintr-un motor electric și un sistem de reductori cu un tambur pe care se înfășoară cablul ( 6 ) de ridicare al maiului . Dispozitivul de prindere al instalației la cârligul macaralei este notat cu ( 5 ) .

Instalația de ștanțare prin vibrație ( Fig. 2.18. ) , [ 104 ] este compusă din cadrul suport ( 2 ) și cadrul de ghidare ( 3 ) pentru maiul ( 1 ) precum și dintr-un motor electric ( 4 ) de acționare al vibro-generatorului ( 5 ) .

### 2.1.5. Tehnologia de realizare a fundațiilor în gropi ștanțate

Tehnologia de execuție a fundațiilor în gropi ștanțate prin vibro-presare este diferită față de tehnologia prin batere , rezultatele privind dispunerea materialului de adaos în teren fiind diferită , de asemeni efectul de îndasare al terenului de fundare din jurul fundației executată în groapa ștanțată este altul [ 101 ] , [ 105 ] , [ 167 ] .

În Figura 2.19. sunt prezentate fazele de execuție ale unei astfel de fundații prin vibro-presare :



**Fig. 2.19.** Tehnologia de realizare a fundațiilor în gropi ștanțate prin vibrație

În prima fază se introduce prin vibrație sau prin vibro-presare în teren echipamentul de lucru , realizându-se în acest fel o amprentă în teren cu dimensiunile și forma echipamentului de ștanțare .

În cea de-a doua fază , după extragerea echipamentului din amprenta realizată, aceasta se umple cu un material granular de adaos care poate fi balast , refuz de ciur, criblură , zgură de oțelărie etc.

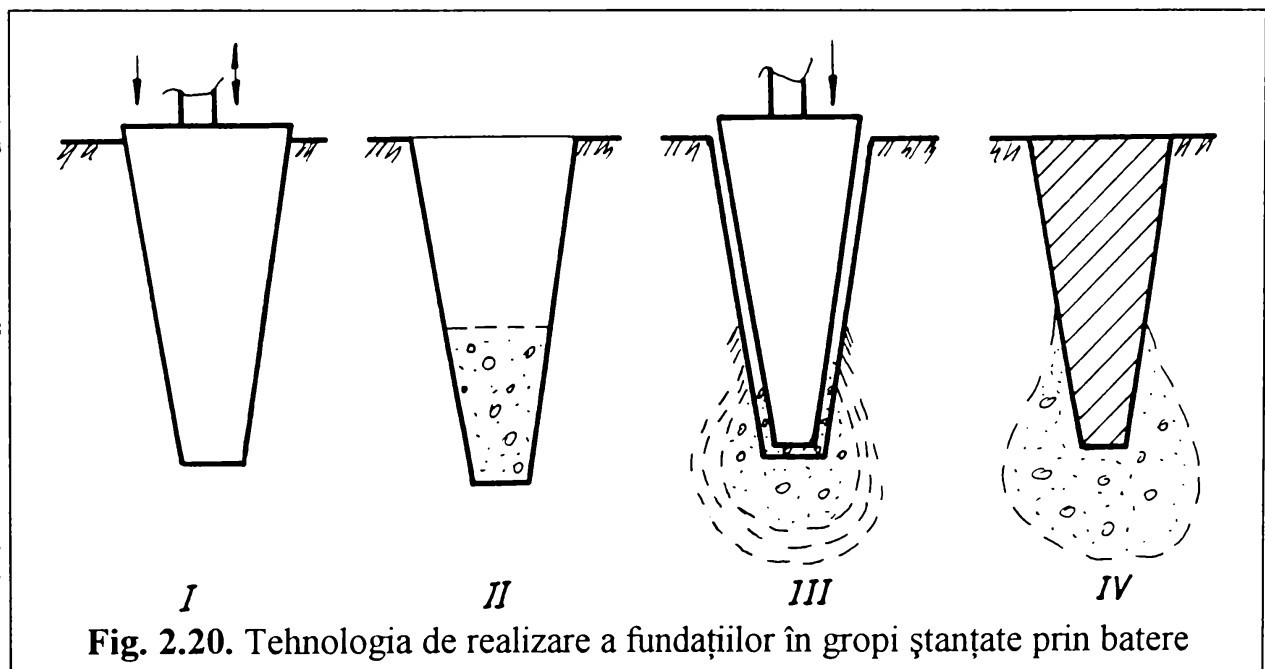
În faza a treia , se reintroduce în teren echipamentul de lucru în scopul îndesării materialului de adaos introdus în amprenta executată anterior . Se obține de asemenea o îndesare suplimentară a terenului natural din jurul fundației .

În ultima fază de lucru se trece la umplerea cu beton a amprentei executate , desigur după extragerea maiului , obținându-se în felul acesta o fundație într-o groapă ștanțată .

Se poate observa că în această variantă de execuție a fundațiilor în gropi ștanțate , materialul de adaos se află dispus pe întreaga lungime a fișei fundației , iar zona de teren natural îndesat are o extindere mai mică în adâncime sub baza fundației, în schimb se obține o bună îndesare în lateral a terenului de fundare și posibilitatea asigurării unui drenaj bun al terenului din jurul fundației .

Executarea fundațiilor în gropi ștanțate prin batere diferă ca tehnologie de lucru relativ puțin față de etapele de realizare a fundațiilor prezentate anterior , aceasta deoarece prin batere nu s-ar putea compacta corespunzător materialul de adaos distribuit pe o înălțime atât de mare ( egală cu lungimea fișei echipamentului de lucru ) în acest caz producându-se refulări importante ale terenului natural în suprafață , precum și fisuri și crăpături care duc la reducerea capacității portante a terenului natural .

Având în vedere aceste aspecte , tehnologia de realizare a fundațiilor în gropi ștanțate , prin batere , constă în următoarele etape de lucru ( Fig. 2.20. ) , [ 10 ] , [ 64 ] , [ 87 ] .



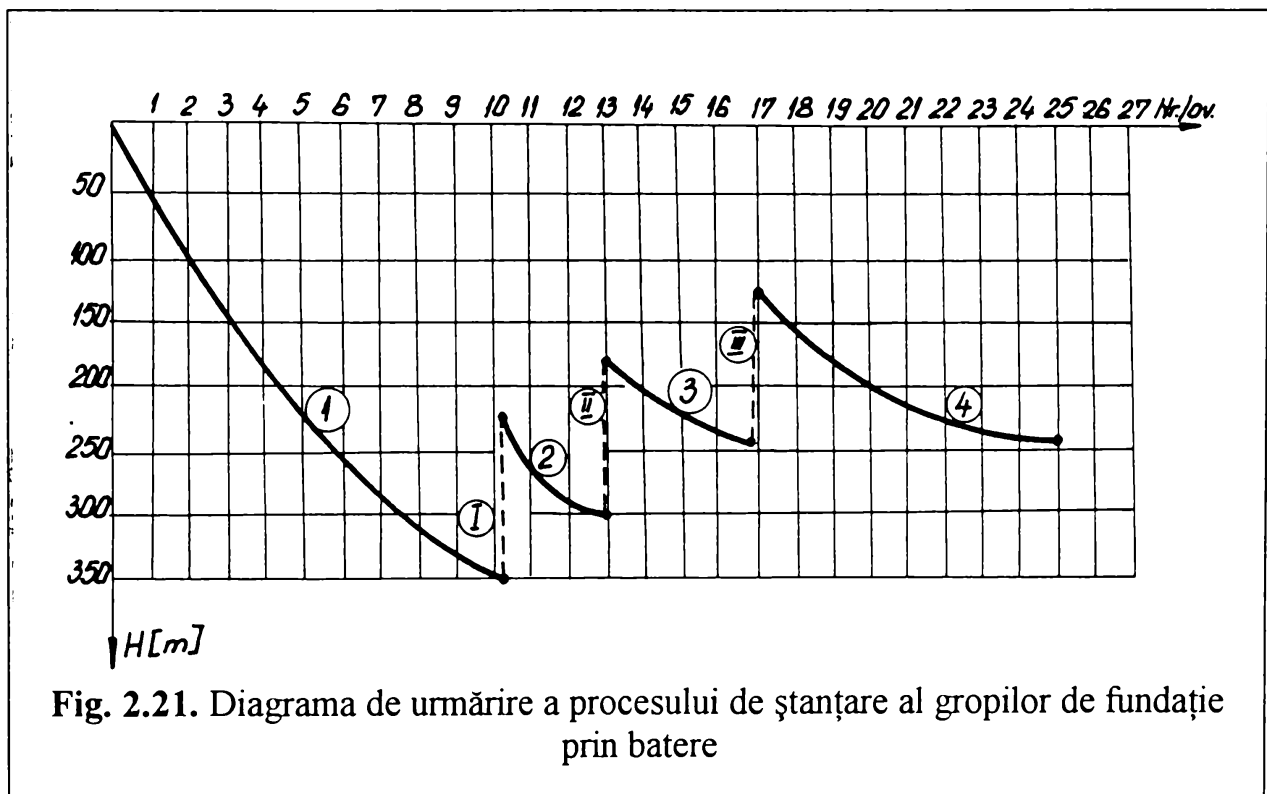
În prima etapă , se realizează în teren o amprentă cu dimensiunile echipamentului de ștanțare prin aplicarea de lovituri în urma căderii libere a maiului de la înălțimi de 2,0 ... 4,0 m ( Fig. 2.20. a ) . Odată amprenta realizată până la cota dorită, se trece la cea de-a doua etapă , care constă în introducerea în amprenta



executată anterior a materialului de adaos care în general este alcătuit din aceleași materiale pe care le-am amintit anterior și în plus am putea menționa chiar și betonul uscat ( Fig. 2.20. b ) . Amprenta în acest caz se umple parțial , urmând a se compacta materialul de adaos prin batere cu același echipament . Dacă se dorește realizarea unui bulb cu dimensiuni mai mari , respectiv obținerea unei fundații cu o capacitate portantă sporită , se pot introduce 2 ...5 porții care se vor compacta succesiv ( Fig. 2.20. c ) . Ultima fază constă în a turna beton în amprenta rămasă după compactarea unei ultime porții de material granular de adaos , realizându-se în acest fel fundația în groapa ștanțată ( Fig. 2.20. d ) .

Trebuie subliniat faptul că umplerea amprentei cu material granular de adaos se face numai până la 1/3 din înălțimea acesteia . Numărul de lovituri necesare pentru compactarea materialului de adaos se precizează prin caietul de sarcini elaborat de proiectantul lucrării .

Având în vedere faptul că pentru o astfel de fundație capacitatea portantă este determinată în principal de dimensiunile și modul de realizare al bulbului din material granular de adaos , controlul calității lucrărilor de realizare al acestuia constituie o necesitate imperioasă . Acest control care permite estimarea capacității portante se face prin măsurarea volumului de material de adaos și prin numărul de lovituri aplicat fiecărei porții și în special ultimei în raport cu tasarea măsurată a fundului gropii ștanțate . În Figura 2.21. se prezintă graficul unei astfel de operații în cadrul ștanțării gropii de fundație cu un mai cu o lungime de 3,50 m .



Din grafic rezultă că ștanțarea amprentei până la adâncimea de 3,30 m s-a realizat printr-un număr de 10 căderi ale maiului . S-a introdus în continuare prima

porție de material de adaos care a umplut amprenta până la o adâncime de la suprafața terenului de cca. 2,30 m . S-a reluat operația de batere , compactându-se prima porție de material de adaos prin trei lovituri , fundul amprentei coborând la cota de - 3,00 m . Aceste două ultime faze s-au reluat încă de două ori .

Verificarea calității operațiilor de realizare a bulbului presupune urmărirea cantităților de material care se introduc la fiecare porție , la numărul de lovituri minim necesar compactării fiecărei porții , respectiv numărul minim de lovituri aplicat ultimei porții de material de adaos înainte de a se atinge cota prevăzută pentru talpa fundației propriuzise ( - 2,50 m în cazul prezentat în Fig. 2.21. ) . Se va urmări de asemenea să nu se producă refulări , fisuri sau rupturi la suprafața terenului , fenomene care duc la reducerea capacității portante a fundațiilor .

## 2.2. Metode de calcul a capacității portante a fundațiilor speciale de tip trunchi de piramidă

### 2.2.1. Sinteză asupra normelor sovietice privind calculul capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate

#### 2.2.1.1. Calculul capacității portante din condiția de tasare admisă

Metoda de calcul se bazează pe relația dintre valoarea încărcării aplicată elementului de fundație și deformația terenului din jurul fundației datorită tasării acestuia .

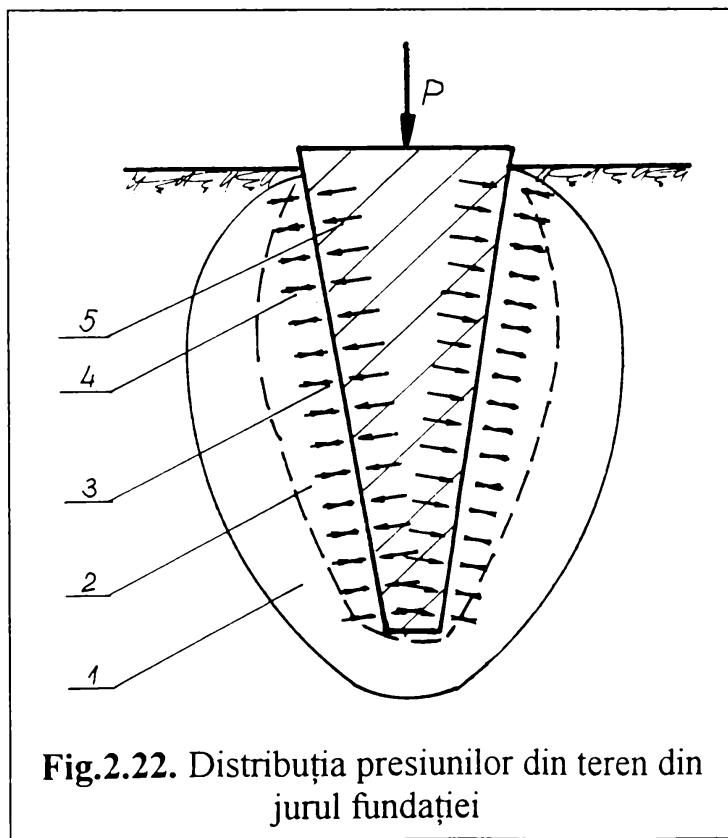


Fig.2.22. Distribuția presiunilor din teren din jurul fundației

Schema de distribuție a presiunilor în teren , care apar la încărcarea fundației cu o forță aplicată axial, este prezentată în Figura 2.22. , semnificația notațiilor utilizate fiind următoarea :

1 - zona activă din jurul fundației ;

2 - zona în care se înregistrează deformații ale terenului de fundare (  $V_{tc}^c$  ) ;

3 - presiunea care ia naștere în teren ;

4 - presiunea reacțiune a terenului ;

5 - presiunea care ia naștere pe fața laterală a fundației în urma încărcării acesteia cu forța P ;

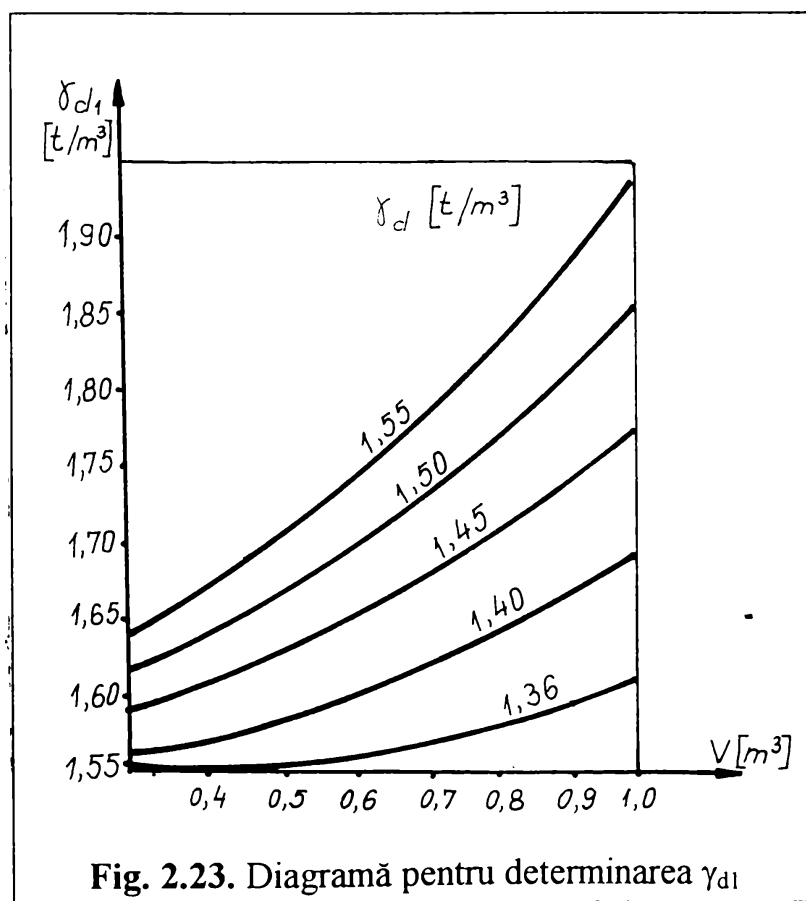
Calculul presupune ca și la dimensionarea altor tipuri de fundații două etape , prima o constituie predimensionarea iar cea de-a doua verificarea dimensiunilor alese .

Predimensionarea constă în alegerea dimensiunilor fundației , ca lungime și dimensiunile celor două baze ale fundației , cea superioară și cea inferioară.

Criteriile care stau la baza alegerii dimensiunilor sunt stratificația terenului , dimensiunile în plan ale construcției , respectiv ale elementelor de fundație , nivelul apelor freatice , greutatea volumică în stare uscată a terenului natural , porozitatea acestuia , valoarea încărcărilor transmise de către construcție fundațiilor executate în gropi ștanțate etc.

După stabilirea dimensiunilor , se trece la calculul capacității portante (  $Q$  ) și la compararea acesteia cu încărcarea care revine fundației (  $S$  ) , fiind obligatorie satisfacerea condiției  $S \leq Q$  .

Datele necesare calculului capacității portante prin această metodă sunt dimensiunile geometrice ale fundației stabilite în cadrul etapei de predimensionare și greutatea volumică în stare uscată a terenului natural  $\gamma_d$  . Disponând de aceste date se determină cu ajutorul graficului din Figura 2.23. greutatea volumică în stare uscată a terenului îndesat din jurul fundației ,  $\gamma_{d1}$  datorat procesului de ștanțare al gropii de fundație .



Cunoașterea acestei valori este necesară având în vedere faptul că terenul care va prelua încărcările transmise prin fețele laterale ale fundației va fi tocmai acest teren cu greutatea volumică în stare uscată mai mare decât cea a terenului natural . Prin aceasta se ține seama de efectul de îmbunătățire a caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului de fundare prin procesul de ștanțare al gropii de fundație.

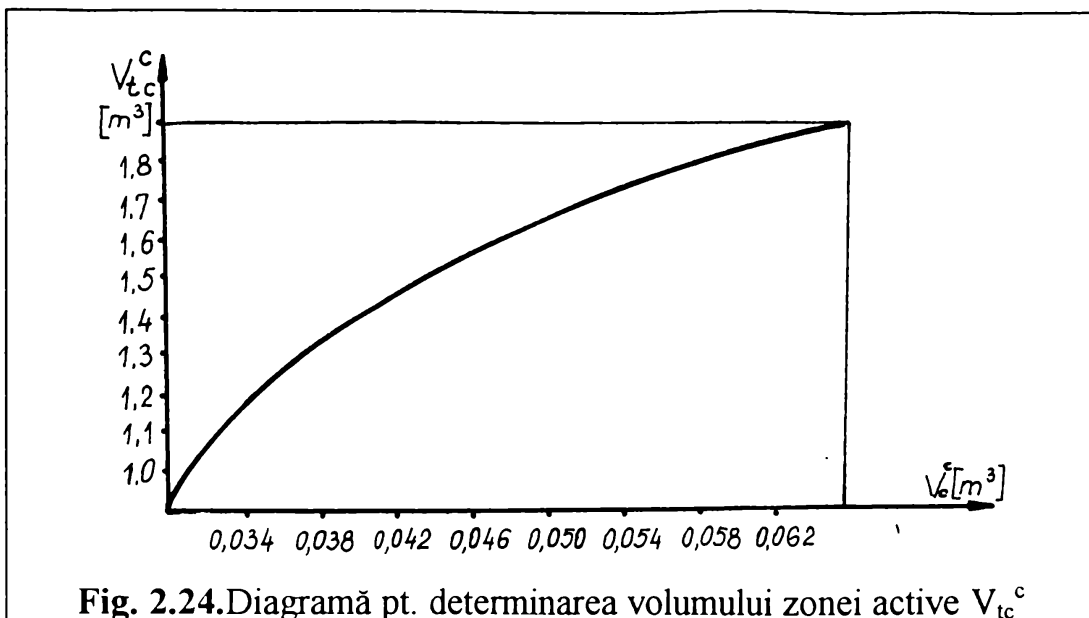


Fig. 2.24. Diagramă pt. determinarea volumului zonei active  $V_{tc}^c$

Volumul de teren în care se va face resimțit efectul încărcărilor transmise de fundație  $V_{tc}^c$  se determină cu ajutorul graficului din Figura 2.24. :

Notându-se cu  $A_s$  aria secțiunii transversale de la partea superioară a fundației și cu  $s$  tasarea admisă a fundației se poate calcula volumul  $V_c^c = s * A_s$ , care reprezintă volumul cu care se consideră că se reduce zona de teren din jurul fundației afectată de procesul de ștanțare ( $V_{tc}^c$ ) pe seama reducerii porozității acesteia. Valoarea tasării admise  $s$ , se va considera egală cu 8 cm în cazul pământurilor necoezive și 5 cm pentru pământurile coezive.

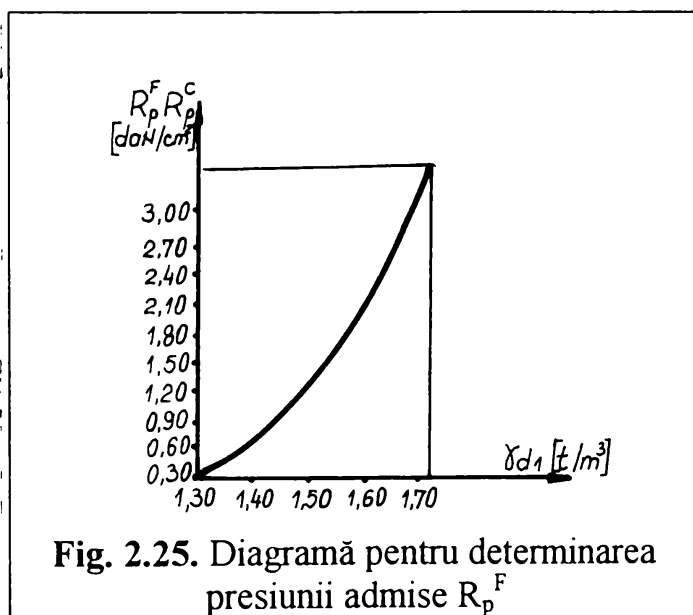


Fig. 2.25. Diagramă pentru determinarea presiunii admise  $R_p^F$

Presiunea reacțiune admisă (presiunea maxima admisă) care poate apare în teren  $R_p^c$  se obține cu ajutorul graficului din Figura 2.25., iar capacitatea portantă la sarcini verticale a fundației se va determina cu relația (2.1.) :

$$P^c = \frac{R_p^c * V_{tc}^c}{s} \quad (2.1.)$$

Pentru efectuarea calculului se vor utiliza următoarele etape de calcul, determinându-se :

- Volumul fundației :

$$V = h/3 * (B^2 + b^2 + B*b) \quad (2.2.)$$

- Suprafața laterală a fundației :

$$S_l = \frac{2 * h}{\cos \alpha} ( B + b ) \quad ( 2.3. )$$

în care -  $A_s = B^2$  este aria bazei superioare a fundației ;

-  $A_i = b^2$  - aria bazei inferioare ;

-  $h$  - înălțimea fundației ;

-  $B$  - latura bazei superioare a fundației ;

-  $b$  - latura bazei inferioare a fundației ;

-  $\alpha$  - unghiul pe care îl fac suprafețele laterale ale fundației cu verticala ;

-  $\gamma_d$  - greutatea volumică în stare uscată a terenului înainte de ștanțarea gropii de fundație ;

-  $\gamma_{d1} = f(\gamma_d, V)$  - greutatea volumică în stare uscată a terenului îndesat din jurul fundației după ștanțarea gropii ( se determină cu ajutorul graficului din Figura 2.23. ;

-  $V_{tc}^c = f(V_c^c)$  - volumul de teren compactat din jurul fundației (Fig.2.24.);

-  $V_c^c = s * A_s$  - volumul cu care se consideră că se reduce volumul zonei de teren din jurul fundației pe seama reducerii porozității ;

-  $R_p^c = f(\gamma_{d1})$  - presiunea reactivă de calcul care apare în teren în urma încărcării transmise de fundație ( Fig. 2.25. ) .

In felul acesta se dispune de toate elementele de calcul necesare determinării capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate cu relația ( 2.1. )

In cazul situațiilor constructive când încărcarea transmisă de către construcție terenului de fundare este preluată atât de către fundația executată în groapa ștanțată cât și de o talpă a unei fundații continue sau izolate , o parte din această încărcare se va transmite și prin contactul direct dintre talpa de fundație și teren . Principiul de calcul al capacității portante rămâne același .

Pornind de la greutatea volumică în stare uscată a terenului natural  $\gamma_d$  și cunoscând suprafața tălpii fundației aferentă unei fundații executată în groapa ștanțată  $A_F$  se calculează reducerea de volum a terenului în urma tasării fundației cu relația ( 2.4. ) :

$$V_F = s * A_F \quad ( 2.4. )$$

Valorile tasărilor admise  $s$  , fiind aceleași ca și în cazul fundațiilor fără console . Cunoscând volumul  $V_F$  , din Figura 2.26. se determină volumul de teren compactat în urma tasării tălpii fundației  $V_{tc}^F$  .

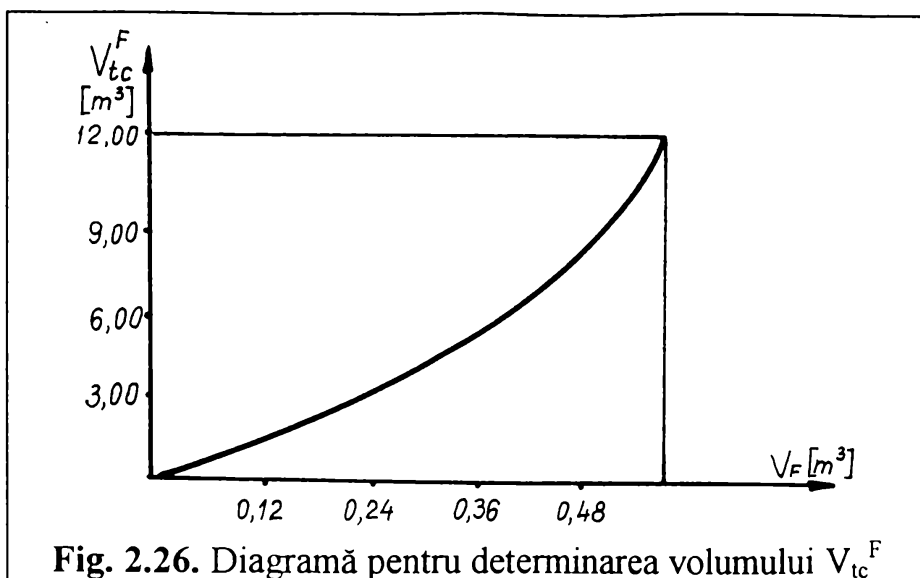


Fig. 2.26. Diagramă pentru determinarea volumului  $V_{tc}^F$

Mărimea presiunii reacțiune admisă  $R_p^F$  care ia naștere în teren se determină din Figura 2.25. cunoscând valoarea greutatei volumice în stare uscată a terenului îndesat  $\gamma_{d1}$ . Capacitatea portantă a tălpii fundației se determină cu relația (2.5.):

$$p^F = \frac{R_p^F * V_{tc}^F}{s} \quad (2.5.)$$

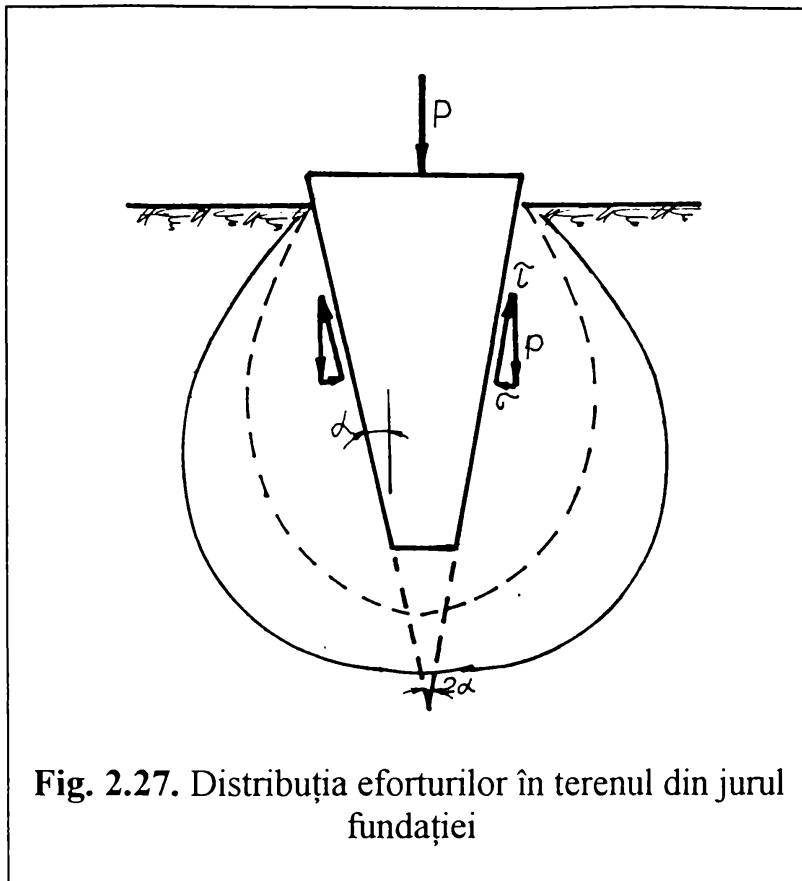
iar capacitatea portantă a ansamblului talpă de fundație-fundație executată în groapă ștanțată rezultă ca fiind ( 2.6. ) :

$$p^{FC} = p^F + p^C = \frac{R_p^F * V_{tc}^F}{s} + \frac{R_p^c * V_{tc}^c}{s} \quad (2.6.)$$

#### 2.2.1.2. Calculul capacității portante din condiția de rezistență-capacitate portantă a terenului

Calculul capacității portante din condiția de rezistență a terenului se bazează pe ipoteza unei distribuții constante a tensiunilor pe întreaga înălțime a fețelor laterale ale fundației.

În Figura 2.27. este pusă în evidență presiunea maximă care ia naștere în teren ca reacțiune , respectiv componentele  $\tau$  și  $\sigma$  ale acesteia ,  $\tau$  fiind componenta tangențială pe fețele laterale ale fundației iar  $\sigma$  este componenta normală pe fața laterală . Calculul de capacitate portantă constă în considerarea echilibrului proiecției pe verticală a tensiunilor care iau naștere în teren pe suprafața laterală a fundației în urma încărcării acesteia cu o forță vericală aplicată axial .



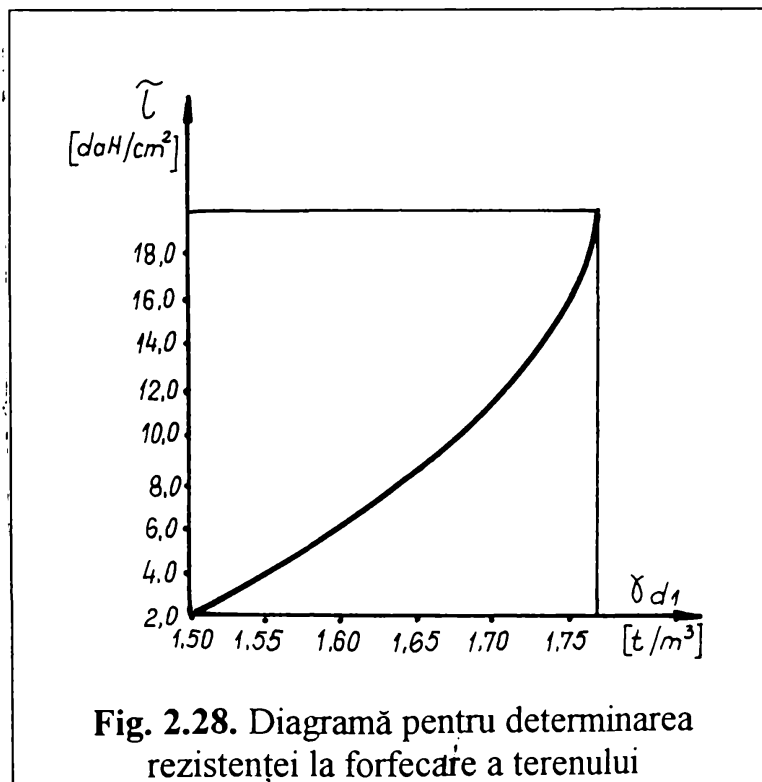
Valoarea maximă a efortului tangențial de forfecare care se admite pe fețele laterale se determină în funcție de caracteristicile terenului de fundare definite prin greutatea volumică în stare uscată a terenului din jurul fundației,  $\gamma_{d1}$ , îndesare realizată prin ștanțarea gropii de fundație ( Fig. 2.28. ).

Mărimea efortului normal  $\sigma$ , corespunzător se determină cu relația ( 2.7. ) :

$$\sigma = \tau * \tan \alpha \quad (2.7.)$$

Capacitatea portantă a fundației din condiția de

rezistență a terenului se va calcula cu relația ( 2.8. ) :



$$P_{\tau}^C = k * m * S_1 * \sqrt{\sigma^2 + \tau^2} \quad (2.8.)$$

în care -  $k = 0,7$  este coeficientul de neomogenitate;  $m = 1,0$  - coeficient al condițiilor de lucru .

În cazul în care fundația are o talpă la partea superioară ( Fig. 2.29. c ), se consideră ca valoare a presiunii maxime care se poate transmite terenului de fundare prin intermediul tălpii fundației presiunea de  $2,0 \text{ daN/cm}^2$ , valoare care se înmulțește cu aria suprafeței de contact a tălpii (  $A^F$  ) cu terenul ,

rezultând capacitatea portantă a tălpii după aplicarea coeficientului de neomogenitate

$k = 0,7$ . Dacă se dispune de date mai exacte privind capacitatea portantă a terenului , această valoare de  $2,0 \text{ daN/cm}^2$  poate fi modificată în plus sau în minus.

Capacitatea portantă a ansamblului talpă de fundație-fundație executată în groapă ștanțată la sarcini verticale din condiția de rezistență a terenului se determină cu relația ( 2.9. ) :

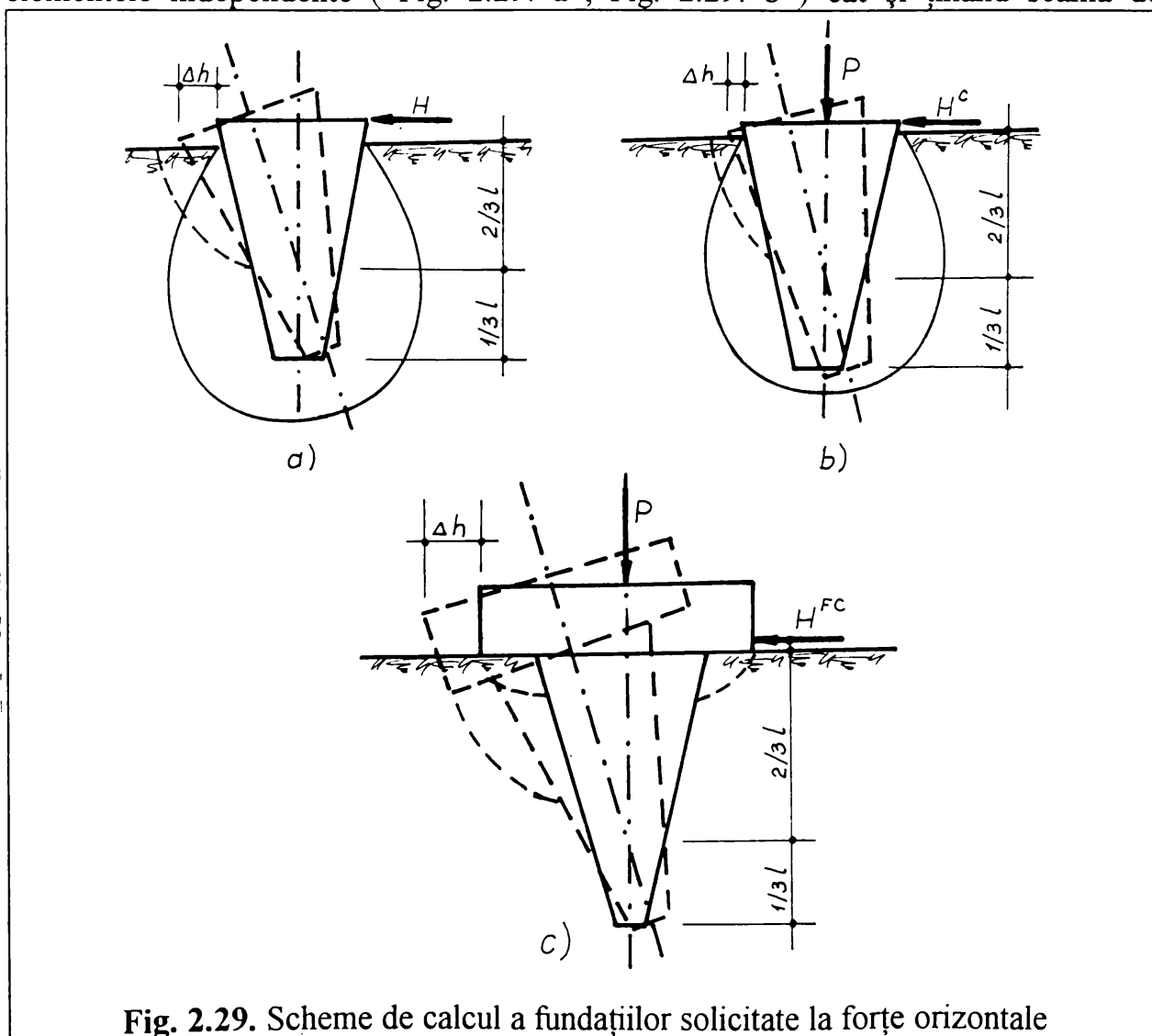
$$P_{\tau}^{FC} = P_{\tau}^F + P_{\tau}^C \quad (2.9.)$$

în care :  $P_{\tau}^C = k * m * S_1 * \sqrt{\sigma^2 + \tau^2}$

$$P_{\tau}^F = k * 20 * A^F \quad (2.10.)$$

### 2.2.1.3. Calculul capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate la sarcini orizontale

Calculul capacității portante la sarcini orizontale se efectuează atât pentru elementele independente ( Fig. 2.29. a , Fig. 2.29. b ) cât și ținând seama de



**Fig. 2.29.** Scheme de calcul a fundațiilor solícitate la forțe orizontale



conlucrarea dintre fundația executată în groapa ștanțată și talpa de fundare de la partea superioară a acesteia ( Fig. 2.29. c ) .

Calculul se poate conduce ținând seama numai de acțiunea forțelor orizontale ( Fig. 2.29. a ) , precum și de acțiunea combinată a forței orizontale și a încărcărilor verticale ( Fig. 2.29. b și Fig. 2.29. c ) .

În Figura 2.29. a , se consideră fundația fără radier , încărcată numai cu forța orizontală H . Sub acțiunea forței H , fundația va suferi o deplasare Δh la partea superioară datorită rotirii acesteia în jurul unui punct aflat la adâncimea de 2/3\*l de la suprafața terenului , l fiind adâncimea ( înălțimea ) fundației . Se va produce și o cedare a terenului în lateral , marcată cu linia întreruptă .

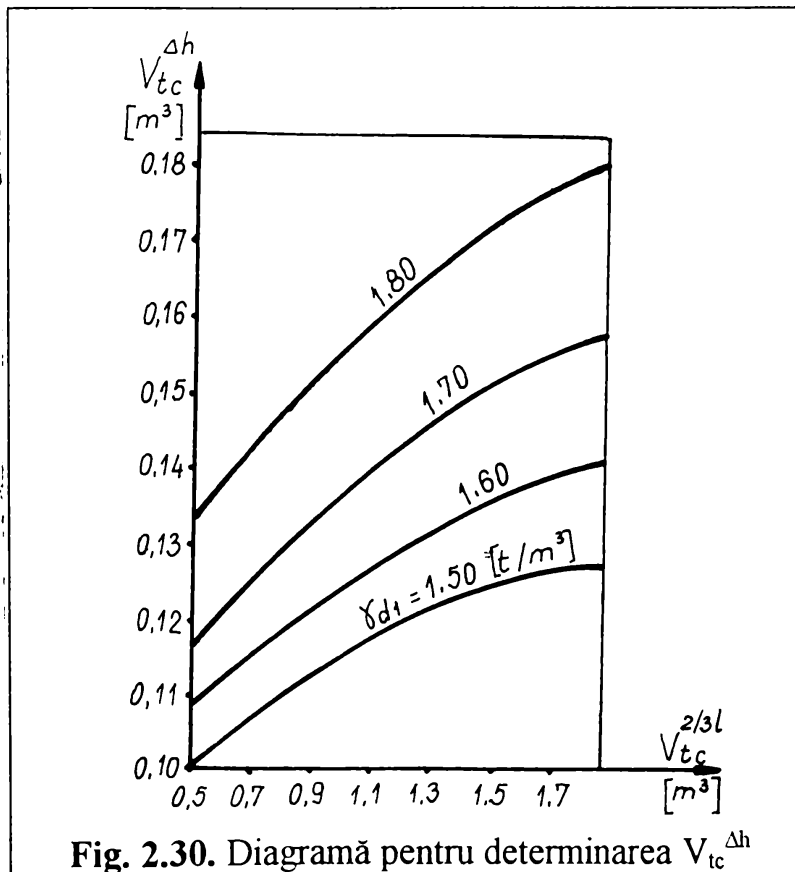
În Figura 2.29. b , se ia în considerare și acțiunea unei forțe verticale P care produce și o tasare pe verticală a fundației .

În cazul conlucrării fundației executată în groapa ștanțată cu un radier , situația se prezintă similar ( Fig. 2.29. c ) în momentul cedării fundației cu cazul b .

În continuare se va prezenta modul de determinare al capacității portante la încărcările orizontale ale fundațiilor în gropi ștanțate cu radier .

Relația de calcul propusă de normativul sovietic este de forma ( 2.11. ) :

$$H^{CF} = H^C + H^F = \frac{R_p^c * V_{tc}^{\Delta h}}{\Delta h} + A^F * \tau^F \quad (2.11.)$$



efectul forței orizontale cu valoarea Δh .  $V_{tc}^{\Delta h}$  se obține din Figura 2.30. în funcție

în care -  $H^{CF}$  este capacitatea portantă la sarcini orizontale a fundației cu radier ;

-  $H^C$  - capacitatea portantă la sarcini orizontale a radierului ;

-  $H^F$  - capacitatea portantă la sarcini orizontale a radierului ;

-  $R_p^c$  - presiunea reactivă de calcul care apare în teren conform Figurii 2.22. pe baza valorii greutății volumice în stare uscată  $\gamma_{d1}$  a terenului îndesat din jurul fundației , ( Fig.2.25 ) ;

-  $V_{tc}^{\Delta h}$  - reducerea de volum a terenului în urma deplasării fundației sub

de greutatea volumică în stare uscată a terenului ,  $\gamma_{d1}$  din jurul amprentei ștanțate și în funcție de volumul obținut în urma deplasării cu  $\Delta h$  a fundației la partea superioară , respectiv a volumului de goluri ( pori ) redus în urma rotirii fundației ;

-  $\Delta h$  - deplasarea pe orizontală a fundației la partea superioară , valoarea limită admisă a deplasării pe orizontală fiind de 2,0 cm ;

-  $V_{tc}^{2/3*1}$  - volumul de teren redus pe înălțimea de  $2/3 * 1$  de la suprafața terenului în urma rotirii fundației :

$$V_{tc}^{2/3*1} = 0,22 * 1 * \Delta h * B \quad ( 2.12. )$$

-  $A^F$  - aria suprafeței tălpii aferentă unei fundații realizată prin ștanțarea gropii ;

-  $\tau^F$  - efortul tangențial care se mobilizează pe talpa fundației în urma acțiunii forței orizontale ( Fig. 2.28. ) .

În cazul în care se calculează numai capacitatea portantă a fundației fără radier se elimină cel de al doilea termen din relația ( 2.12. ) .

Pentru calculul capacității portante la sarcini orizontale , considerând și efectul forței verticale , valorile capacităților portante determinate cu relația ( 2.11. ) se afectează cu un coeficient  $\alpha$  care depinde de mărimea forței verticale , valorile corespunzătoare fiind prezentate în Tabelul 2.2.

Tabelul 2.2.

P [ t ]	0	5	10	15	20	25	30	35	40
$\alpha$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,40	1,50

### Concluzii

Procedeele de calcul a capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate se aplică fundațiilor caracterizate prin raportul (  $h/B > 5$  ) iar capacitatea portantă pe vârful elementului rezultă ca având o pondere redusă . În consecință metoda nu permite aprecierea sporului de capacitate portantă în cazul realizării unui bulb din material granular de adaos în zona vârfului .

În ceea ce privește domeniul de aplicabilitate al metodei , prin prisma diagramelor de determinare a parametrilor de calcul , metoda se aplică terenurilor macroporice ( loess ) și la pământuri slab coezive cu porozitate ridicată cu o umiditate relativ redusă , având în vedere că greutatea volumice în stare uscată a terenului natural pentru care se poate utiliza graficul din Figura 2.23. sunt cuprinse între valori  $\gamma_d = 1,36 \dots 1,55 \text{ t/m}^3$  .

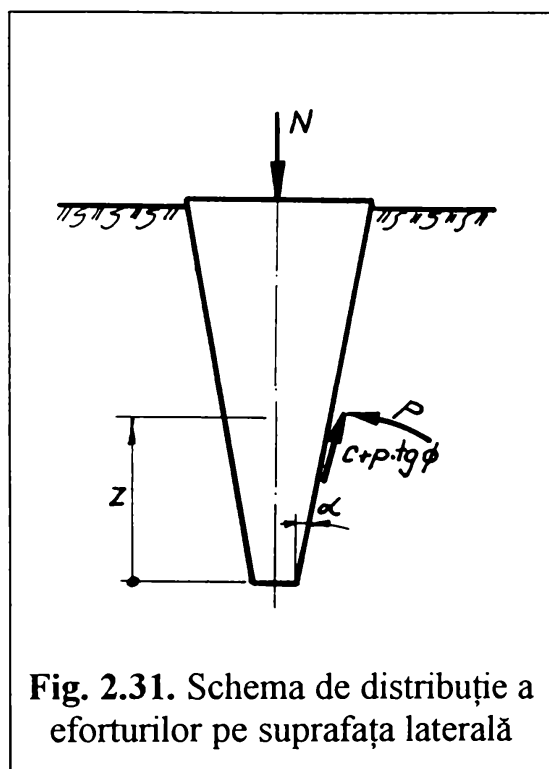
De asemenea , o condiție care limitează posibilitățile de utilizare al metodei constă în faptul că dimensiunile fundațiilor trebuie astfel alese încât volumul fundației să fie cuprins între  $0,30 \dots 0,90 \text{ m}^3$  ( Fig. 2.24. ) .

Tinând seama de aceste precizări , se poate afirma că metoda prezintă o metodologie de calcul simplă , iar rezultatele obținute sunt confirmate de o serie de încercări experimentale .

### 2.2.2. Metoda de calcul a capacității portante din condiția de plasticizare a terenului de fundație

In cadrul acestei metode de calcul a capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate fundația se consideră ca un trunchi de con , sau se asimilează cu acesta . De asemenea metoda este aplicabilă numai fundațiilor executate fără bulb din materiale granulare de adaos [ 100 ] .

Fundația se consideră încărcată cu o forță axială  $N$  , ceea ce dă naștere la apariția pe fețele laterale ale acesteia la o presiune pusă în evidență în Figura 2.31. .



**Fig. 2.31.** Schema de distribuție a eforturilor pe suprafața laterală

Scriind ecuația de echilibru pe verticală a eforturilor , încărcări exterioare și presiuni reacțiune care apar în teren , rezultă următoarea relație ( 2.13. ) :

$$N = ( c * \cos \alpha + p * \tan \Phi * \cos \alpha ) * S_1 + p * \sin \alpha * S_1 \quad ( 2.13. )$$

de unde rezultă ( 2.13. a ) :

$$p = \frac{N - c * \cos \alpha * S_1}{S_1 * \cos \alpha * (\tan \Phi + \tan \alpha)} \quad ( 2.13. a )$$

în care -  $p$  este efortul unitar de compresie reactivă a terenului asupra elementului de fundație ;

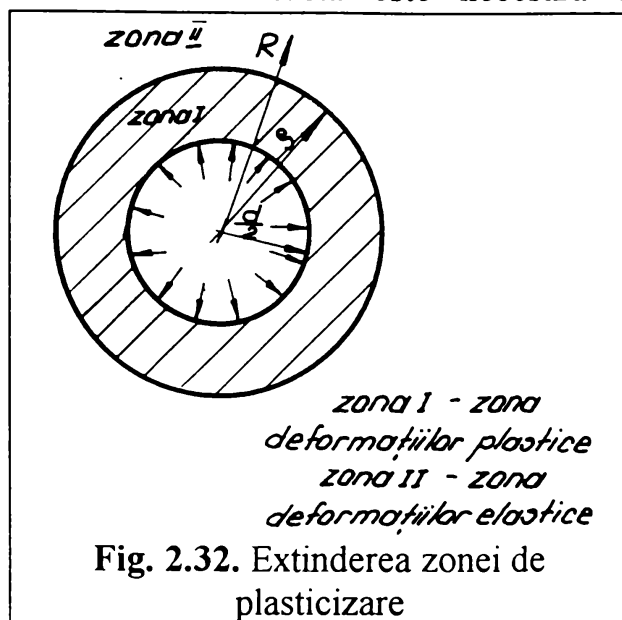
-  $S_1$  -suprafața laterală a fundației în

contact cu terenul de fundare ;

- $\Phi$  - unghiul de frecare interioară a terenului de fundare ;
- $c$  - coeziunea specifică a terenului de fundare .

Datorită încărcării aplicate static  $N$  , efortul unitar  $p$  transmis terenului de către element generează un domeniu plastic în jurul elementului de fundație . Se consideră că tasarea elementului sub acțiunea forței  $N$  este rezultatul deformațiilor de îndesare a pământului numai din cuprinsul zonei care prezintă deformații plastice.

Pentru aceasta este necesară cunoașterea razei care delimitează zona



deformațiilor plastice ( I ) de cele elastice ( II ) . Calculul razei (Fig. 2.32.) pentru o secțiune dată z ( Fig. 2.31. ) se admite în ipoteza problemei plane ( $\epsilon_z = 0$ ) axial simetrice , cu considerarea deformațiilor elasto-plastice în jurul unui orificiu circular de diametru d , încărcat pe circumferință cu presiunea p . Dacă elementul are în secțiunea z , latura a , diametrul cercului echivalent este  $d = 2 * (a / \sqrt{\pi})$  .

Criteriul de plasticizare Mohr-Coulomb pentru problema plană ( $\epsilon_z = 0$ ) axial simetrică , pe care îl admitem în

rezolvarea teoretică a problemei , are următoarea expresie în coordonate polare ( 2.14. ) :

$$\sigma_r - \sigma_\theta = (\sigma_r + \sigma_\theta) * \sin \Phi + 2 * c * \cos \Phi \quad ( 2.14. )$$

unde  $\sigma_r$  și  $\sigma_\theta$  sunt eforturile unitare principale normale , pe direcție radială și tangențial pentru volumul elementar de pământ aflat la distanța relativă r față de axul vertical de simetrie z ( $r = R / (d/2)$ ) .

În zona deformațiilor plastice I și a celor elastice II ( Fig. 2.32. ) , eforturile unitare  $\sigma_r$  și  $\sigma_\theta$  trebuie să satisfacă ecuația de echilibru static , care în condițiile simetriei axiale ( 2.15. ) este :

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad ( 2.15. )$$

Rezultă din această condiție raza zonei plastice , dată de relația ( 2.16. ) :

$$\rho = \frac{d}{2} * \left( \frac{p + c * \cot \Phi}{p_p + c * \cot \Phi} \right)^{\frac{1}{1-\zeta}} \quad ( 2.16. )$$

în care -  $\zeta = \frac{1 - \sin \Phi}{1 + \sin \Phi} \quad ( 2.17. )$

iar valoarea presiunii pentru care începe formarea zonei deformațiilor se calculează cu relația ( 2.18. ) :

$$p_{pl} = \frac{2 * c * \cot \Phi}{1 + \zeta} - c * \cot \Phi \quad (2.18.)$$

Cunoscând raza  $\rho$  de limitare a zonei plastice se poate determina variația  $\Delta V$  a volumului de pământ din jurul elementului de diametru  $d$  și pe înălțimea  $z$  unitară, ca urmare a ipotezei de îndesare a acestuia numai în cuprinsul zonei plastice conform relației ( 2.19. ) :

$$\Delta V = \frac{d^2}{2} \int_{r=1}^{r\varphi} \int_0^{2\pi} v * r * dr * d\theta \quad (2.19.)$$

unde  $v$  este variația specifică a volumului elementar corespunzător punctului de coordonate  $r$ .

Cu aplicarea legii liniare a deformațiilor pământului, a eforturilor unitare din domeniul plastic și folosind notația  $\zeta$  rezultă ( 2.20. ) :

$$v = \frac{(1 - \mu) * (1 - 2 * \mu)}{E} [(p + c * \cot \Phi) * r^{\zeta-1} * (1 - \zeta) - 2 * c * \cot \Phi] \quad (2.20.)$$

în care -  $\mu$  este coeficientul lui Poisson ;

-  $E$  - modulul de deformație liniară a terenului de fundare .

Prin introducerea expresiei (2.20.) în relația (2.19.) și efectuând integrarea, rezultă ( 2.21. ) :

$$\Delta V = \frac{(1 + \mu) * (1 - 2 * \mu)}{E} * \frac{\pi * \delta^2}{2} * \left[ p_{pl} * \left( \frac{p + c * \cot \Phi}{p_{pl} + c * \cot \Phi} \right)^{\frac{2}{1-\zeta}} - p \right] \quad (2.21.)$$

Echivalând volumul fundației cu cel al unui trunchi de con și folosind notațiile:

-  $d_b$  - diametrul bazei mici ( la vârful ) ;

-  $d_B$  - diametrul bazei mari ( la nivelul terenului ) ;

-  $l$  - fișa în teren a fundației ;

rezultă că pentru orice secțiune  $z$  ( Fig. 2.31. ) diametrul echivalent  $d$  este (2.22.):

$$d = d_b + 2 * z * \tan \alpha \quad (2.22.)$$

Volumul total al terenului îndesat din jurul fundației va fi ( 2.23. ) :

$$V_i = \frac{\pi * d_B^2}{4} * s \quad (2.23.)$$

Prin înlocuirea expresiei (2.22.) în relația ( 2.21. ) și rezolvarea integralei ( 2.23. ) se obține volumul deformațiilor totale laterale  $V_i$ . Din relația de echivalență

dintre volumul elementului de fundație și volumul de teren îndesat rezultă expresia de calcul a tasării s a fundației ( 2.24. ) :

$$s = \frac{2 * (1 + \mu) * (1 - 2 * \mu)}{E} * K * \left[ p_{pl} * \left( \frac{p + c * \cot \Phi}{p_{pl} + c * \cot \Phi} \right)^{\frac{2}{1-\zeta}} \right] - p \quad (2.24.)$$

în care - K este o mărime constantă funcție de dimensiunile geometrice ale elementului de fundare ( 2.25. ) :

$$K = ( 1/d_B^2 ) * ( d_b^2 * 1 + 2 * d_b * l^2 * \tan \alpha + 4/3 * l^3 * \tan^2 \alpha ) \quad (2.26.)$$

Relația de calcul a tasării ( 2.25. ) este funcție de caracteristicile mecanice ale terenului de fundare , de dimensiunile geometrice ale elementului și de mărimea încărcării statice aplicate .

Calculul constă în determinarea valorilor presiunii dezvoltate în teren în urma aplicării unor trepte de încărcare succesive și determinarea tasării fundației corespunzătoare acestor trepte de încărcare . Printr-un calcul repetitiv se determină valorile tasărilor corespunzătoare unor trepte de încărcare crescătoare și se poate trasa o curbă de încărcare-tasare a fundației .

Tinând seama de alura curbei obținute se poate aprecia capacitatea portantă a fundației în formă de trunchi de piramidă sau trunchi de con executată prin ștanțarea gropii de fundație .

### 2.2.3. Calculul capacității portante a fundațiilor continue cu secțiunea transversală triunghiulară sau trapezoidală

V. Fosti și A. Popa ( 1983 ) , [ 39 ] analizează capacitatea portantă a fundațiilor tip bloc continuu cu secțiunea transversală în formă de V . Autorii mai sus menționați propun o analiză comparativă între capacitatea portantă a unei fundații continue cu secțiunea transversală dreptunghiulară și o fundație cu secțiunea transversală în formă de V ( Fig. 2.33. ) :

Calculul capacității portante a fundației cu secțiunea dreptunghiulară se efectuează conform STAS 8316-77 , utilizând relația generală de calcul a capacității portante a terenului de fundare ( 2.27. ) :

$$P = p_{cr} * B = \gamma * B^2 * \lambda_{\gamma} * N_{\gamma} + B * c * \lambda_c * N_c + B * \gamma * D_f * \lambda_q * N_q \quad (2.27.)$$

Capacitatea portantă a fundațiilor cu secțiune în V se determină considerând echilibrul fundației în urma mobilizării rezistenței pasive pe suprafețele laterale aflate în contact cu terenul ( Fig. 2.33. b ) obținută cu relația ( 2.28. ) :

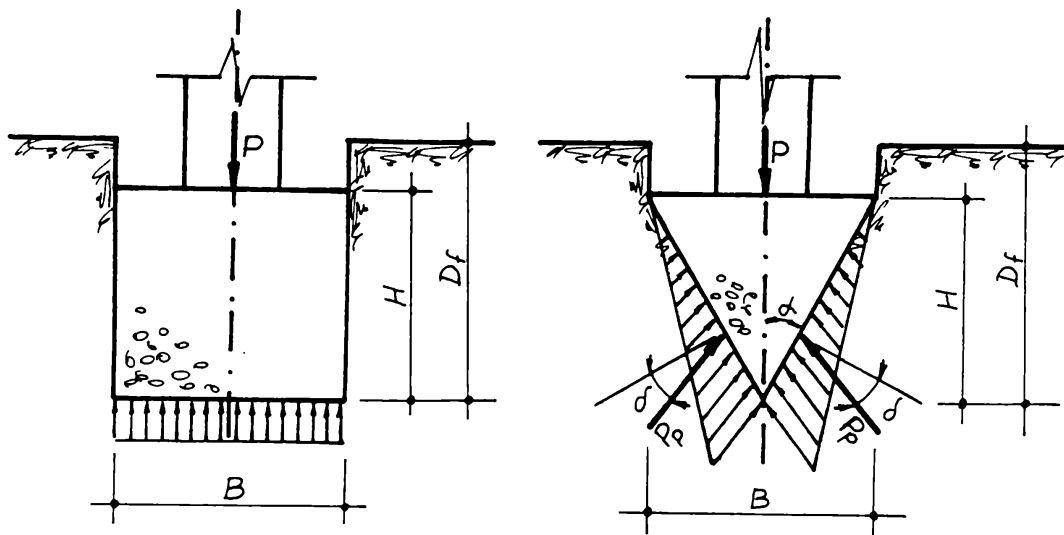


Fig. 2.33. Distribuția presiunilor de contact pe talpa fundațiilor

$$P_p = \frac{1}{2} * \gamma * \left( \frac{B}{2 * \sin \alpha} \right)^2 * K_p + 2 * c * \left( \frac{B}{2 * \sin \alpha} \right) * \sqrt{K_p} \quad (2.28.)$$

relație în care  $K_p$  este coeficientul rezistenței pasive a terenului de fundare .

Rezultă din condiția de echilibru menționată o relație de calcul a capacității portante de forma ( 2.29. ) :

$$P = \gamma * B^2 * N_\gamma + B * c * N_c \quad (2.29.)$$

în care -  $N_\gamma = \frac{K_p * \cos(90 - \alpha - \delta)}{4 * \sin^2 \alpha}$  (2.30.)

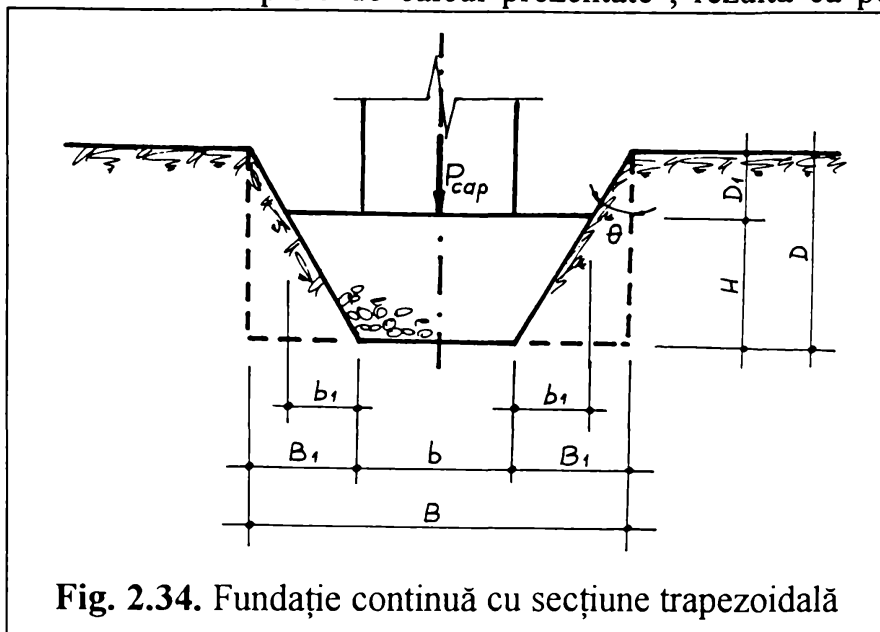
$$N_c = \frac{2 * \sqrt{K_p} * \cos(90 - \alpha - \delta)}{\sin \alpha} \quad (2.31.)$$

sunt coeficienți de capacitate portantă care țin seama de înclinarea suprafeței laterale a fundației aflată în contact cu terenul .

În lucrarea [ 39 ] sunt prezentate o serie de grafice care prezintă variația acestor coeficienți de capacitate portantă (  $N_c$  ,  $N_\gamma$  ) în funcție de înclinarea suprafețelor laterale ale tălpii fundației , precum și domeniile de variație ale

unghiului  $\alpha$  în funcție de unghiul de frecare interioră a terenului pentru care fundațiile cu secțiune în V constituie o soluție eficientă de fundare .

Din exemplele de calcul prezentate , rezultă că pentru o aceeași capacitate



portantă se realizează economii de ordinul a 50 ... 75 % la consumul de materiale pentru realizarea fundațiilor cu secțiunea transversală în formă de V .

Aceeași autori , A. Popa , V. Fosti și I. Tripa dezvoltă în 1987, [ 112 ] analiza capacității portante a acestui tip de fundații luând în considerare o secțiune transversală

trapezoidală ( Fig. 2.34. ) :

Similar cazului anterior , pornind de la relația de calcul a presiunii critice  $p_{cr}$  conform prescripțiilor din STAS 3300/2 -85 s-a ajuns la relația ( 2.32. ) pentru fundațiile continue :

$$P_{cap} = ( B^2 * \gamma * \lambda_{\gamma} * P_{\gamma s} + B * c * \lambda_c * P_{cs} ) * L \quad ( 2.32. )$$

în care -  $P_{\gamma s}$  și  $P_{cs}$  reprezintă coeficienții de capacitate portantă determinați în funcție de rapoartele  $\omega = D/B$  și  $\alpha = H/B$  precum și în funcție de unghiul de înclinare al suprafețelor laterale ale fundației în raport cu verticala  $\theta$  .

Variația acestor coeficienți de capacitate portantă sunt reprezentați grafic în lucrarea [ 112 ] , pentru diverse valori ale rapoartelor  $\omega$  și  $\alpha$  , pentru valori ale unghiului de frecare interioră al terenului de fundare  $\Phi = 20^\circ$  .

În urma analizei variației acestor coeficienți de capacitate portantă precum și a rezultatelor obținute în exemplele de calcul prezentate se pot prezenta următoarele concluzii .

- În cazul fundațiilor cu pereți netezi ( prefabricate ) , în terenuri necoezive pentru  $\theta < 30^\circ$  se remarcă o scădere a capacității portante , ea crescând pentru unghiuri  $\theta > 30^\circ$  . La fundațiile cu pereți rușoși ( turnate in situ ) , sporul de capacitate portantă este de 20 ... 30 % pentru unghiuri  $\theta < 20^\circ$  .

- Capacitatea portantă crește odată cu creșterea valorică a caracteristicilor geotehnice ale terenului realizată prin procesul de ștanțare a gropii de fundație . În acest sens se pot aprecia creșteri de cca. 10 % ale acestora în funcție de natura terenului și de lucrul mecanic de îndesare .



- Forma trapezoidală a secțiunii fundației aduce avantaje economice datorită micșorării volumului ocupat de fundație la o aceeași capacitate portantă . Reducerile acestea pot atinge un ordin de mărime de până la 40 % .

#### 2.2.4. Calculul capacității portante limită , considerând efectul mobilizării rezistenței pasive

O altă metodă de calcul a capacității portante a fundațiilor în formă de trunchi de piramidă , specifică fundațiilor executate în gropi ștanțate este propusă de M. Păunescu și M. Marin ( 1983 ) , [ 92 ] .

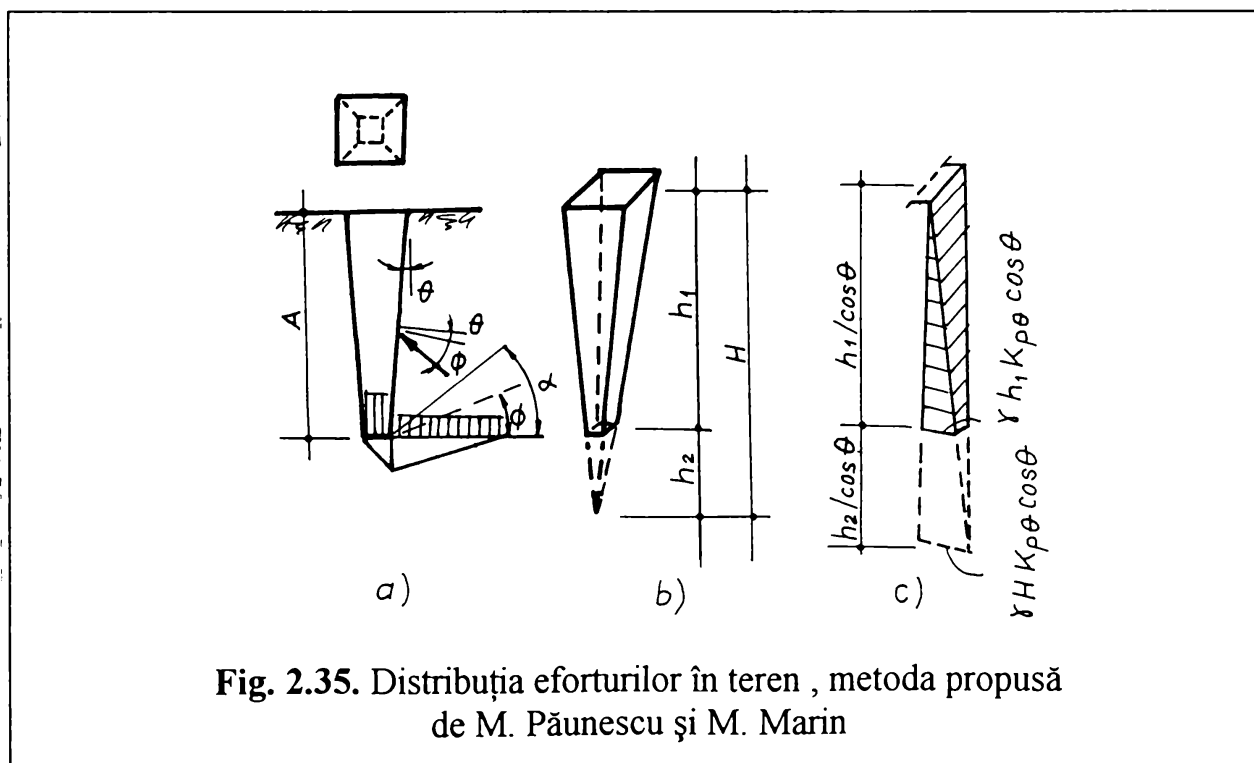
Metoda de calcul propune schema de calcul prezentată în Figura 2.35. :

Atingerea capacității portante limită se consideră în momentul în care se depășește rezistența pasivă a terenului de fundare din jurul fundației . Capacitatea portantă limită se poate exprima analitic cu relația ( 2.33. ) :

$$P_{cr} = P_{crb} + P_{cr\theta} \quad ( 2.33. )$$

în care -  $P_{crb}$  este capacitatea portantă limită pe talpa fundației ;

-  $P_{cr\theta}$  - capacitatea portantă limită pe suprafața laterală , înclinată a fundației ;



Problema se tratează spațial , deoarece rezistența pasivă mobilizată în momentul ruperii ( de tip Rankine ) se manifestă pe toate fețele laterale ale fundației.

În principiu se va determina volumul de presiuni pentru piramida cu înălțimea  $H$  ( Fig. 2.35. ) din care se scade volumul de presiuni aferent vârfului de piramidă cu înălțimea  $h_2$  care se proiectează pe verticală . Rezultă relația de calcul a valorii  $P_{cr}$  totală sub forma ( 2.34. ) :

$$P_{cr} = 2/3 * \sin ( \theta + \Phi ) * K_{p\theta} * [ B * H^2 - b * h_2 * ( 3 * h_1 + h_2 ) ] + \gamma * D * b^2 * K_p^2 \quad (2.34.)$$

în care -  $K_p$  și  $K_{p\theta}$  reprezintă coeficienții de rezistență pasivă pentru o suprafață verticală , respectiv pentru o suprafață înclinată cu unghiul  $\theta$  față de verticală ;

Rezultatele calculelor efectuate de autori , prezentate în lucrare , pun în evidență o eficiență sporită a fundațiilor executate sub formă de trunchi de piramidă în raport cu cele sub formă de piramidă , valoarea capacității portante a acestui tip de fundație fiind determinat în mod sensibil de înclinarea suprafețelor laterale ale fundației și desigur de unghiul de frecare interioară al terenului de fundare .

### 2.2.5. Relație de calcul a capacității portante stabilită pe baza analizei prin metoda elementului finit

În cadrul acestui paragraf se va prezenta o relație de calcul a capacității portante a unor elemente de fundare piramidale care se introduc în teren prin ștanțarea gropii de fundație . Fundațiile cu dimensiunea la partea superioară de  $70 * 70$  cm , la vârf de  $10 * 10$  cm și cu o lungime de 3,00 m , precum și terenul înconjurător au fost modelate prin 154 elemente finite triunghiulare legate printr-o rețea de 435 noduri [ 44 ] .

Analiza s-a efectuat cu ajutorul unui program de calcul intitulat GRAFOR efectuând-se un calcul de ordinul doi considerând efectul de plasticizare al terenului pe baza criteriului de plasticizare Mohr-Coulomb .

În calculele efectuate s-a ținut seama de efectul greutateii proprii a terenului de fundare , considerându-se greutatea volumică a terenului  $\gamma = 18,0$  kN/m<sup>3</sup> , modulul de deformație liniară  $E = 20$  MPa și coeficientul lui Poisson  $\nu = 0,3$  . Programul de calcul a fost rulat pentru următoarele valori ale unghiului de frecare interioară  $\Phi = 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ$  și pentru valori ale coeziunii specifice  $c = 0,001, 0,025, 0,05$  MPa .

În Figura 2.36. a , se prezintă alura curbelor de încărcare -tasare obținute pentru o coeziune specifică  $c = 0,001$  MPa și valori ale unghiului de frecare interioară  $\Phi$  : 1 -  $40^\circ$ , 2 -  $30^\circ$ , 3 -  $20^\circ$ , 4 -  $10^\circ$  iar în Figura 2.36. b s-au trasat curbele de încărcare-tasare în cazul unei valori constante a unghiului de frecare interioară a terenului natural  $\Phi = 20^\circ$  , respectiv pentru trei valori diferite ale coeziunii specifice  $c$  [ MPa ] : 1 - 0,05 , 2 - 0,025 , 3 - 0,005 .

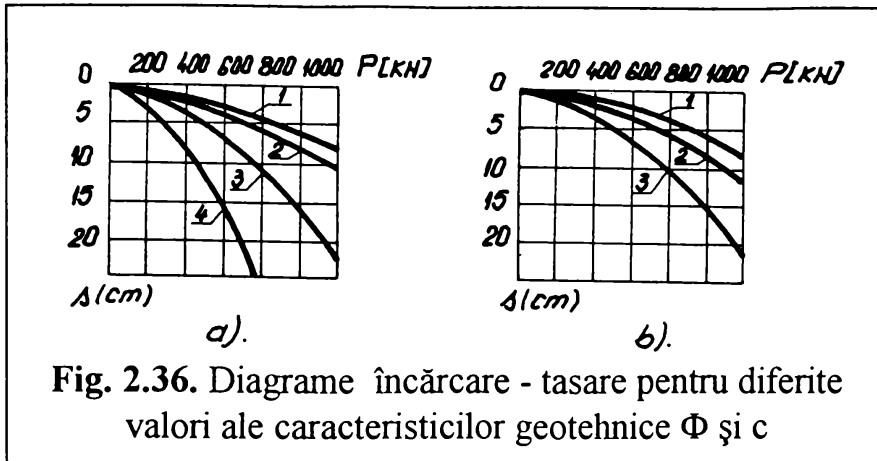


Fig. 2.36. Diagrame încărcare - tasare pentru diferite valori ale caracteristicilor geotehnice  $\Phi$  și  $c$

comportarea reală a unor astfel de sisteme de fundare .

Pe baza rezultatelor furnizate de către programul de calcul GRAFOR se poate urmări variația , pentru diverse trepte de încărcare , a distribuției eforturilor în masa de teren din jurul fundației precum și deformațiile pe care le suferă terenul din jurul fundației pe măsura tasării acesteia sub treptele de încărcare aplicate . În Figura 2.37. se prezintă izobarele eforturilor unitare  $\sigma_z$  din terenul adiacent fundației pentru treapta de încărcare de 100 kN și 600 kN .

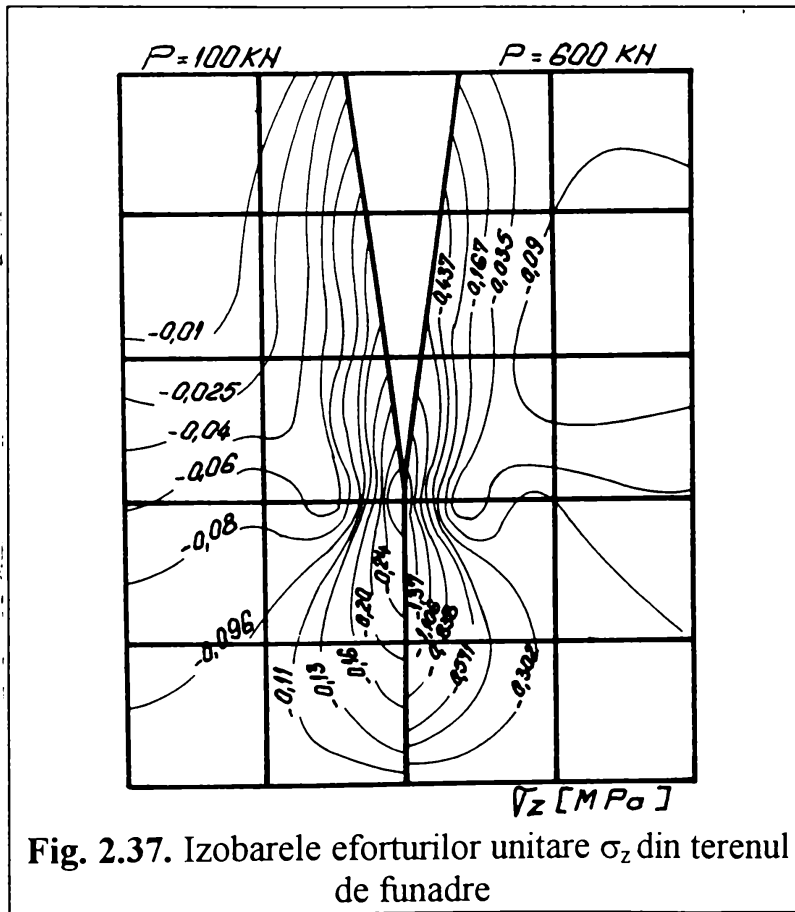


Fig. 2.37. Izobarele eforturilor unitare  $\sigma_z$  din terenul de fundare

coeziunea specifică  $c$  :

Din analiza curbelor de încărcare tasare obținute se constată o reducere a capacității portante a elementelor de fundare odată cu reducerea valorilor unghiului de frecare interioară și a coeziunii specifice , fapt conform cu

Pe baza rezultatelor obținute privind alura curbelor de încărcare-tasare obținute și a mecanismului de cedare al fundațiilor piramidale studiate s-a stabilit o relație analitică de calcul care să permită aprecierea curbei de încărcare-tasare a acestui tip de fundații în funcție de parametri considerați în calcul . Relația de calcul ( 2.35. ) permite aprecierea capacității portante a acestui tip de fundație în funcție de caracteristicile fizico-mecanice ale terenului cum sunt modulul de deformație liniară  $E$  , coeficientul lui Poisson  $\nu$  , unghiul de frecare interioară  $\Phi$  și

$$s = \frac{20 * (1 - \nu^2)}{0,91 * E} \left[ \frac{0,321 * P^{0,562}}{\Phi^{0,513} * c^{0,096}} \right] \quad (2.35.)$$

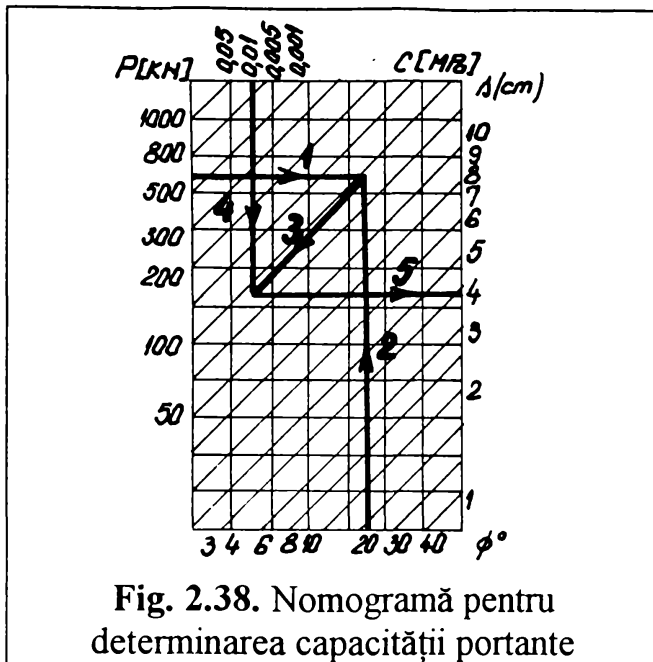


Fig. 2.38. Nomogramă pentru determinarea capacității portante

Pentru o mai rapidă utilizare a relației de calcul, aceasta a fost transpusă sub forma unei nomograme, prezentată în Figura 2.38. :

Se pleacă de la treapta de încărcare considerată și de la caracteristicile terenului de fundare  $\Phi$  și  $c$ , urmărind sensul săgeților din figura 2.38. se obține valoarea tasării corespunzătoare.

Relația de calcul (2.35.), respectiv coeficienții care apar în relație sunt valabile numai pentru structura prezentată în Figura 2.37.

În cazul unor fundații cu alte dimensiuni, analiza prin metoda

elementului finit urmează a fi reluată, coeficienții din relația (2.35.) vor suferi unele modificări, însă relația în principiu rămâne aceeași.

### 2.3. Concluzii

După această trecere în revistă se poate afirma că soluția de realizare a fundațiilor în gropi ștanțate are un domeniu larg de aplicabilitate, atât la construcțiile civile cât și la cele industriale și agricole. De asemenea prin experiența acumulată în urma executării unor lucrări de acest gen în țara noastră se poate afirma că tehnologia de ștanțare a gropilor de fundație poate fi aplicată și la alte categorii de pământuri decât cele din loess, așa cum prevăd instrucțiunile din normativul sovietic [65].

În funcție de utilajul de care se dispune, ștanțarea gropilor se poate face prin vibrare sau prin batere. Realizarea gropilor prin vibrare sau prin vibro-percuție când se poate obține o productivitate sporită, asigură precizie și posibilitatea unui control mai eficient al calității lucrărilor, prin prisma efectului de îmbunătățire a terenului de fundare.

Un rol important în această fază a lucrărilor îl au forma și dimensiunile echipamentului de ștanțare, care trebuie adaptate în funcție de soluția de fundare, precum și în funcție de natura terenului de fundare.

Prin tehnologia de ștanțare a gropilor de fundație se poate obține un spor important de capacitate portantă prin executarea la baza amprentei a unui bulb din

material granular de adaos care se îndeasă cu același echipament cu care s-a ștanțat amprenta care reprezintă groapa de fundație .

În ceea ce privește calculul capacității portante a acestui tip de fundații , metodele de calcul elaborate de diverși autori , nu țin seama de toate particularitățile care caracterizează fundațiile executate în gropi ștanțate . Dacă se ține seama de forma de trunchi de piramidă a acestor fundații , în schimb efectul bulbului din material granular de adaos este neglijat .

Tinând seama de aceste considerente , se intenționează abordarea următoarelor aspecte :

*- conceperea și experimentarea unor echipamente noi , mai eficiente pentru ștanțarea gropilor de fundație ;*

*- elaborarea unei metode de calcul a capacității portante a fundațiilor în gropi ștanțate care să țină seama de efectul bulbului din material granular de adaos asupra capacității portante a acestora ;*

*- având în vedere complexitatea problemei se impune elaborarea unui material sub forma unor instrucțiuni tehnice , care să cuprindă aspecte legate de proiectarea și execuția fundațiilor în gropi ștanțate .*

## CAPITOLUL 3

### STUDII ASUPRA COMPORTARII SISTEMELOR DE FUNDARE EXECUTATE ÎN GROPI ȘTANȚATE UTILIZAND METODA ELEMENTULUI FINIT PRINTR-UN CALCUL DE ORDINUL II

#### A. Studiu privind posibilitățile oferite de calculul structurilor cu comportare neelastică , prin metoda elementului finit

##### 3.1. Studiu critic privind posibilitățile oferite de calculul structurilor prin metoda elementului finit

Metoda elementului finit este o metodă relativ nouă , care servește la obținerea unor soluții aproximative în diferite domenii ingineresti . Dezvoltarea rapidă a metodei în ultimele trei decenii se datorează progreselor foarte mari care au avut loc în domeniul calculatoarelor electronice . Acestea au permis folosirea pe scară largă a metodelor numerice în problemele ingineresti . Metoda a fost elaborată pentru calculul eforturilor în structurile complexe ale avioanelor , însă bazele teoretice ale metodei fiind generale , permit folosirea ei și în alte domenii ale ingineriei .

Metoda se bazează pe formularea matriceală a metodei forțelor și a metodei deplasărilor . Inițial metoda a fost dezvoltată ca o extindere a formulării matriceale la calculul structurilor plane și spațiale . Ulterior s-a constatat că metoda elementului finit este strâns legată de metodele clasice de rezolvare a problemelor care sunt formulate variațional ( difuziunea fluxurilor de căldură , circulația fluidelor în medii poroase etc. ) .

Această recunoaștere conferă metodei elementului finit o formulare mai generală și flexibilă , o înțelegere a proprietăților de convergență și un câmp larg de aplicare . La ora actuală , metoda este aplicată cu succes și în multe domenii nestructurale , cum ar fi mecanica fluidelor , transmiterea căldurii , probleme de câmp magnetic și electric etc. .

În multe probleme ingineresti , obținerea unor soluții analitice nu este posibilă , datorită dificultăților care intervin la integrarea ecuațiilor diferențiale ale problemei respective . Dificultățile provin din configurația geometrică a structurii , complexitatea condițiilor de rezemare și încărcare , precum și din varietatea proprietăților mecanice ale materialelor .

Obținerea unei soluții analitice în orice problemă de mediu continu presupune cunoașterea variabilei câmpului ( efort , presiune , temperatură , deplasare sau alte cantități ) , într-un număr finit de puncte ale mediului . Rezultă o problemă cu un număr infinit de necunoscute . În acest caz soluțiile analitice se pot obține numai pentru structuri particulare .

Pentru rezolvarea problemelor complexe , care intervin în tehnică , se apelează la metode numerice de rezolvare . Metodele numerice , dau valorile aproximative ale necunoscutele problemelor , însă cu o exactitate suficientă în calculul ingineresc , într-un număr discret de puncte ale mediului .

Metoda elementului finit reduce numărul de necunoscute ale problemei la un număr finit prin împărțirea ( discretizarea ) structurii în elemente cu dimensiuni finite, denumite elemente finite .

Elementele finite sunt continue în interiorul lor și sunt legate între ele numai prin noduri . Pentru a stabili comportarea structurii trebuie studiată în prealabil comportarea elementelor finite .

Metoda elementelor finite recurge la utilizarea calculatorului electronic deoarece volumul de calcul este foarte mare chiar și în cazul structurilor discretizate într-un număr redus de elemente finite . Această metodă este scrisă în formulare matriceală , ceea ce prezintă avantajul automatizării calculului și a scrierii unitare a ecuațiilor pentru toate tipurile de elemente finite , pentru acțiuni statice și pentru acțiunile dinamice .

În inginerie aplicațiile metodei elementului finit pot fi grupate în trei clase de probleme :

a ) *Probleme de echilibru sau de regim staționar* , în care funcția sau funcțiile necunoscute nu depind de timp . Aici se încadrează de exemplu studiul comportării elastice a corpurilor solificate în regim static , problemele de transfer de căldură în regim staționar sau studiul regimurilor staționare de curgere a lichidelor ;

b ) *Probleme de valori proprii* în care parametrii sunt de asemenea independenți de timp și în care se determină anumite valori critice ale parametrilor în condițiile respectării configurației de echilibru . În mecanica structurilor asemenea probleme sunt calculul frecvențelor naturale , în hidraulică calculul regimurilor de curgere laminară , în electricitate , stabilirea caracteristicilor de rezonanță etc.;

c ) *Probleme de propagare sau de regim tranzitoriu* , în care necunoscutele sunt dependente de timp . Studiul dinamic al comportării elastice și neelastice a structurilor , transferul căldurii în regim tranzitoriu , regimurile de curgere nestaționară a lichidelor , sunt exemple de asemenea probleme .

În general se apreciază că metoda elementelor finite este capabilă să reflecte mai bine comportarea structurilor , pieselor și subansamblurilor decât alte metode numerice cum este de exemplu metoda diferențelor finite . Principalele avantaje ale metodei elementelor finite față de această metodă sunt următoarele :

- Posibilitatea de a modela forme neregulate prin folosirea de elemente finite cu forme și dimensiuni diferite , adecvate configurației corpului studiat ;
- Posibilitatea de a trata fără nici o dificultate probleme în care proprietățile fizice ale corpurilor variază , cum este cazul materialelor neomogene , anizotrope , stratificate etc. ;
- Posibilitatea adaptării dimensiunilor elementelor finite la mărimea gradientului funcției studiate ;

- Posibilitatea considerării oricăror condiții la limită pentru problema studiată ;
- Posibilitatea elaborării unor algoritmi și programe cu grad mare de generalitate , apte să rezolve o gamă largă de probleme dintr-un anumit domeniu de specialitate sau chiar din mai multe domenii .

Metoda elementelor finite are însă și unele dezavantaje , dintre care mai importante sunt următoarele :

- Datele de intrare sunt în general numeroase , astfel încât este necesar un efort relativ mare pentru pregătirea și introducerea lor . Pentru ușurarea muncii de introducere a datelor de intrare au fost elaborate programe pre-procesoare ;

- Rezultatele se obțin sub forma unei ample colecții de de valori numerice ale funcției sau funcțiilor studiate , într-un număr relativ mare de noduri , încât analiza comportării structurii sau corpului impune studiul atent a unui volum foarte mare de date numerice . Pentru facilitarea analizării rezultatelor au fost elaborate programe de post-procesare , care în general exploatează facilitățile grafice ale sistemelor moderne de calcul , furnizând rezultatele nu numai numeric ci și grafic ;

- Calitatea rezultatelor depinde de experiența și abilitatea analistului de a elabora un model cu elemente finite pentru problema studiată .

Operațiile necesare pentru rezolvarea unei probleme prin metoda elementului finit pot fi grupate în principiu în cinci etape principale :

Etapa 1 : Impărțirea domeniului de analiză în elemente finite . În această etapă se alege tipul sau tipurile de elemente finite adecvate problemei de rezolvat , apoi se împarte structura în elemente finite . Această operație , care se numește și discretizare , poate fi efectuată și cu ajutorul calculatorului . Tipul de element finit este definit de mai multe caracteristici , cum sunt numărul de dimensiuni ( uni- , bi- , tridimensional ) , numărul de noduri ale elementului , funcțiile de aproximare asociate și altele . Alegerea tipului de element finit are o mare importanță pentru necesarul de memorie internă , efortul de calcul impus calculatorului și pentru calitatea rezultatelor .

Etapa 2 : Constituirea ecuațiilor elementelor finite . Comportarea materialului sau mediului în cuprinsul unui element finit este descrisă de ecuațiile elementelor finite denumite și ecuații elementale . Acestea alcătuiesc un sistem de ecuații al elementului . Numărul de ecuații ale sistemului este egal cu numărul gradelor de libertate pe element .

Etapa 3 : Asamblarea ecuațiilor elementale în sistemul de ecuații al structurii . Comportarea înregii structurii este modelată prin asamblarea sistemelor de ecuații ale elementelor finite în sistemul de ecuații al structurii , ceea ce din punct de vedere fizic înseamnă că echilibrul structurii este condiționat de echilibrul elementelor finite . Prin asamblare se impune ca în nodurile comune elementelor , funcția sau funcțiile necunoscute să aibă aceeași valoare . Asamblarea ecuațiilor constă în asamblarea matricelor de rigiditate [  $k$  ] , ale elementelor finite în matricea de rigiditate [  $K$  ] a structurii , precum și a vectorilor încărcării pe elemente {  $p$  } în vectorul încărcării



pe toată structura  $\{ P \}$  . Se obține sistemul de ecuații al structurii ( 3.1. ) :

$$[ K ] * \{ \Phi \} = \{ P \} \quad ( 3.1. )$$

în care  $\{ \Phi \}$  este vectorul funcțiilor necunoscute pentru întreaga structură . Sistemul are atâtea ecuații câte grade de libertate are structura , adică produsul dintre numărul total de noduri și numărul de grade de libertate pe nod .

Etapa 4 : Rezolvarea sistemului de ecuații al structurii . Sistemul de ecuații obținut este rezolvat prin unul din procedeele obișnuite , de exemplu prin eliminarea Gauss sau prin descompunerea Choleski , obținându-se valorile funcțiilor sau gradele de libertate din noduri . Acestea se numesc și necunoscutele primare sau de ordinul întâi ;

Etapa 5 : Efectuarea de calcule suplimentare pentru determinarea necunoscutelor secundare . In unele probleme , după aflarea necunoscutelor primare, analiza se încheie . In alte probleme însă , cunoașterea numai a necunoscutelor primare nu mai este suficientă , analiza trebuie să continue cu determinarea necunoscutelor secundare sau de ordinul doi . Aceste sunt derivate de ordin superior ale necunoscutelor primare . Astfel de exemplu , în problemele mecanice de elasticitate , necunoscutele primare sunt deplasările nodale . Cu ajutorul lor în această etapă se determină necunoscutele secundare care sunt deformațiile specifice și tensiunile ;

Etapa 6 : Reprezentarea grafică a rezultatelor obținute . Această etapă este necesară deoarece rezultatele numerice obținute sunt foarte voluminoase și o analiză a acestora prin lectură este dificilă . Reprezentanțele grafice permit o analiză calitativă a rezultatelor obținute , valorile numerice urmând a fi utilizate pentru analize cantitative .

Având în vedere faptul că terenul de fundare este în general alcătuit dintr-un material eterogen , cu o comportare elasto-plastică , studiul unor soluții de fundare complexe , așa cum sunt fundațiile executate în gropi ștanțate , impune utilizarea unui algoritm de calcul care să țină seama de comportarea neliniară a terenului de fundare sub încărcări . Ținând seama de acest deziderat , autorul își propune ca în cadrul acestui capitol să prezinte o serie de contribuții la studiul comportării neliniare a terenului de fundare prin :

- *elaborarea unui algoritm de calcul care să permită modelarea comportării neelastice a terenului de fundare , în funcție de comportarea sub încărcări în aparatul de compresiune triaxială a pământurilor care alcătuiesc terenul de fundare ;*

- *elaborarea unui program de calcul prin metoda elementului finit , în care să fie inclus algoritmul de calcul mai sus menționat ;*

*- studiul unui sistem de fundare executat prin ștanțarea gropii de fundație utilizând algoritmul de modelare al cedării terenului pe măsura creșterii și concentrării stării de eforturi în structura complexă pe care o reprezintă fundația , bulbul din material granulare de adaos , terenul îndesat prin ștanțarea gropii și în final terenul natural nederanjat .*

### **3.2. Modelarea comportării neelastice a structurilor prin metoda elementului finit**

În comparație cu alte modalități de calcul , metoda elementelor finite oferă avantaje deosebite , astfel încât operația de discretizare a structurii prin suplețea ei , permite rezolvarea oricăror structuri , indiferent de geometria mediului solid analizat. Tot odată , diversitatea cazurilor ce trebuie rezolvate este mult redusă , deoarece analiza este efectuată la nivelul elementelor componente și nu la nivelul structurii întregi .

Metoda se extinde fără dificultăți și în domeniul neomogenităților fizice , al neliniarităților fizice și geometrice , putându-se aborda cu ușurință probleme ca interacțiunea structură - fundație - teren de fundare , probleme legate de pierderea stabilității locale sau generale etc. , iar introducerea condițiilor limită nu mai comportă nici un fel de dificultăți , aceasta rezumându-se la precizarea restricțiilor impuse în noduri . Rezultatele care se obțin se pot îmbunătăți prin alegerea adecvată a mărimii și formei elementelor . O discretizare judicioasă va urmări prezența concentratorilor de tensiune , îndesând elementele finite în zona acestora . Metoda asigură prin urmare o cercetare profundă , amănunțită și completă a structurilor .

Inițial la formularea ecuațiilor constitutive ale structurii discretizată în elemente finite se consideră că legea constitutivă a materialului este liniară , relația dintre eforturi și deformații fiind liniară conform legii lui Hooke . Pe măsura acumulării experienței și a diversificării domeniilor de utilizare a metodei elementelor finite a apărut necesitatea modelării comportării unor materiale și structuri care nu se comportă elastic . Putem menționa aici betonul sau pământul care alcătuiește terenul de fundare .

În cazul betonului , în cadrul studiilor privind fizica corpului solid s-a creat posibilitatea abordării problemei ruperii corpurilor neomogene și fragile , printr-o modelare a apariției fisurilor precum și a modului de propagare al acestora , odată cu creșterea încărcării , utilizând așa numitele elemente finite cu fisură .

Pentru analiza comportării pământurilor care au în general o comportare neelastică , cu o cedare progresivă , se pot considera mai multe tipuri de modele de comportare a terenului de fundare :

- a ) modelul elastic neliniar ;
- b ) modelul elasto - plastic ;
- c ) modelul vâsco - plastic etc.

a ) Modelul elastic neliniar sau modelul variabil elastic este caracterizat de o relație neliniară între eforturi și deformațiile specifice ( Fig. 3.1. ) .

Prin fragmentarea curbei de încărcare - deformație [  $\sigma = \sigma(\varepsilon)$  ] , în două sau mai multe segmente liniare se poate modela relativ exact comportarea neliniară a pământurilor .

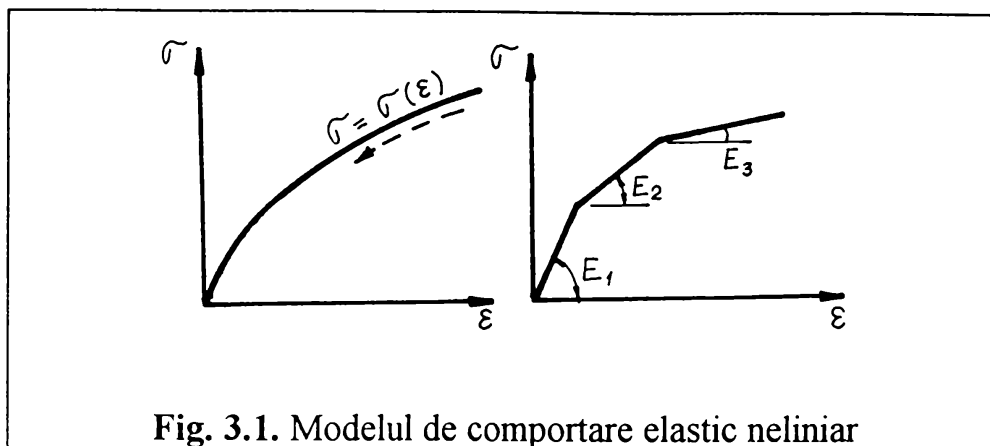


Fig. 3.1. Modelul de comportare elastic neliniar

b ) Modelul elasto - plastic presupune o comportare elastică a pământurilor până la o valoare oarecare  $\sigma_p$  , de creștere a eforturilor , de la care relația încărcare - deformație corespunde unei comportări plastice a terenului ( Fig. 3.2. ) :

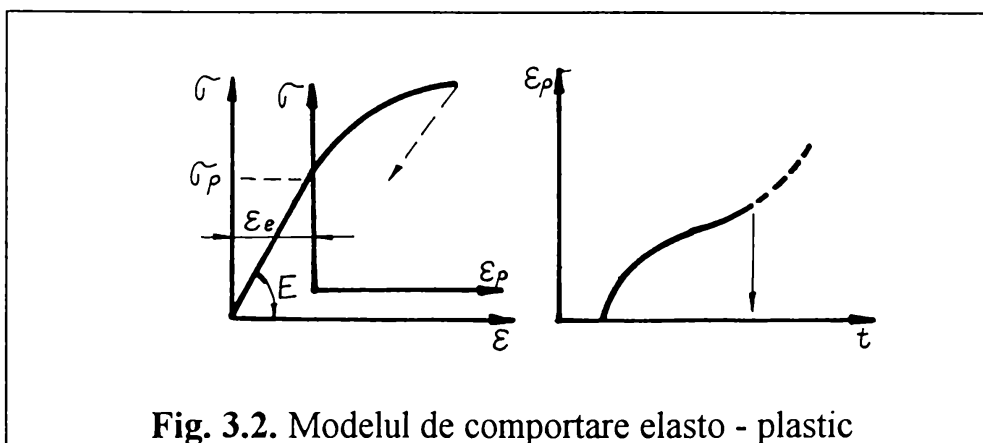
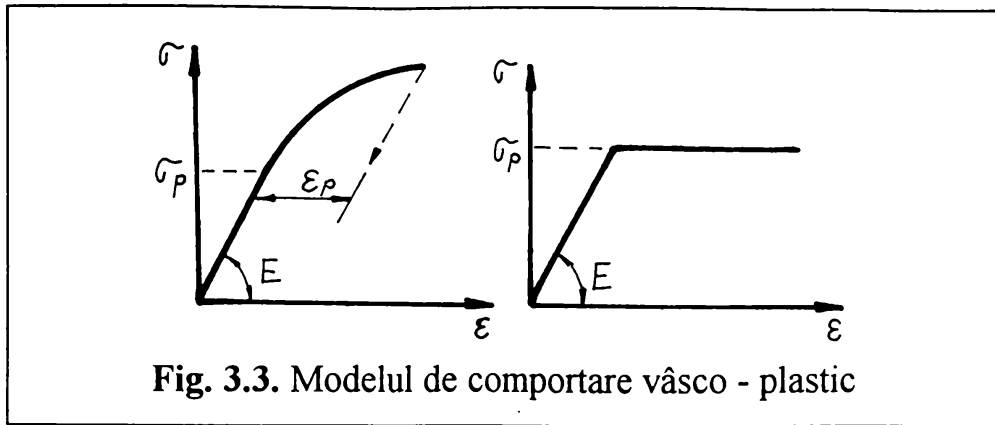


Fig. 3.2. Modelul de comportare elasto - plastic

Deformațiile înregistrate după atingerea stării limită de efort  $\sigma_p$  se definesc ca fiind deformații specifice remanente cu o valoare nedefinită odată cu depășirea efortului de plasticizare  $\sigma_p$  .

c ) Modelul vâsco - plastic este un model elsto - plastic la care apare explicit și factorul timp . In cadrul deformațiilor plastice , valorile maxime ale eforturilor sunt dependente de viteza de deformație ( Fig. 3.3. ) :

In afară de aceste trei modele de comportare sub încărcări a materialelor cu o comportare neliniară sub încărcări , din care poate fi alcătuită o structură , au fost imaginate și alte tipuri de comportare neliniară . Aceste trei tipuri însă pot fi considerate ca reprezentative .



În analiza prin metoda elementului finit a structurilor cu comportare neliniară , încărcarea se consideră aplicată în trepte . Dacă se ia în considerare și efectul comportării vâsco - elastice , trebuie incluse în calcul și așa numitele “ trepte de timp” , care vor constitui un artificiu de calcul prin care se modelează efectul deformațiilor produse la o încărcare constantă .

Metodele de calcul utilizate în mod curent pot fi clasificate în principal în două mari categorii . În prima categorie putem considera metodele în care matricile de rigiditate ale elementelor și matricea de rigiditate a structurii sunt definite o singură dată , iar așa numita “ încărcare echivalentă “ este modificată la fiecare iterație , respectiv la fiecare treaptă de timp , în cazul modelării unei comportări vâscoase a materialului din care este alcătuită structura .

Se pot menționa următoarele trei metode de calcul utilizate mai frecvent :

- metoda stării de tensiune inițiale ;
- metoda stării de deformație inițiale ;
- metoda vâsco - plastică .

Din cea de-a doua categorie fac parte metodele în cadrul cărora matricile de rigiditate sunt recalculat pentru fiecare treaptă de încărcare a structurii . Procedeele de calcul propriuzise la rândul lor pot fi definite ca :

- metoda modulului tangent ;
- metoda modulului secant .

În afară de aceste două metode mai semnificative , există de asemeni metode mixte care se pretează de exemplu pentru rezolvarea unor probleme specifice .

Metoda de calcul care se propune în continuare necesită recalcularea matricei de rigiditate a structurii , după aplicarea fiecărei trepte de încărcare , ținându-se seama de valorile modificate ale modulilor de deformație liniară ale fiecărui element finit în parte . Acești moduli de deformație sunt recalculați în funcție de starea de eforturi din fiecare element pe baza curbelor de încărcare deformație stabilite prin încercări de compresiune triaxială pentru fiecare tip de pământ care alcătuiește terenul de fundare .

## B. STUDII SI CONTRIBUTII CU PRIVIRE LA MODELAREA COMPORTARII NELINIARE SUB INCARCARI A TERNURILOR DE FUNDARE

### 3.3. Concepția unui algoritm de calcul pentru modelarea comportării elasto-plastice a terenului de fundare

Algoritmul de calcul propus în cadrul lucrării de față presupune recalcularea matricei de rigiditate a structurii pentru fiecare treaptă de încărcare aplicată .

În funcție de distribuția eforturilor , datorate încărcărilor aplicate structurii , la fiecare treaptă de încărcare se recalculează valoarea modulului de deformație , al fiecărui element finit .

Relația dintre eforturi și deformații , respectiv valoarea modulului de deformație se studiază în cazul pământurilor prin încercarea triaxială . În principiu încercarea de compresiune triaxială constă în încărcarea unei probe la o solicitare de compresiune pe trei direcții perpendiculare între ele . Încărcarea se menține constantă pe două direcții , iar pe cea de a treia , se va aplica progresiv crescător până la cedarea probei . Avantajul metodei constă în faptul că ruperea probei are loc după suprafața de forfecare cea mai slabă și nu după o suprafață impusă ca în cazul încercării de forfecare directă .

Probele care se utilizează sunt de formă cilindrică având înălțimea egală cu de 2 ... 2,5 ori diametrul , începând cu un diametru de 40 ... 50 mm . Proba ( 1 ) se plasează pe platanul inferior ( 2 ) al aparatului triaxial ( Fig. 3.4. ) :

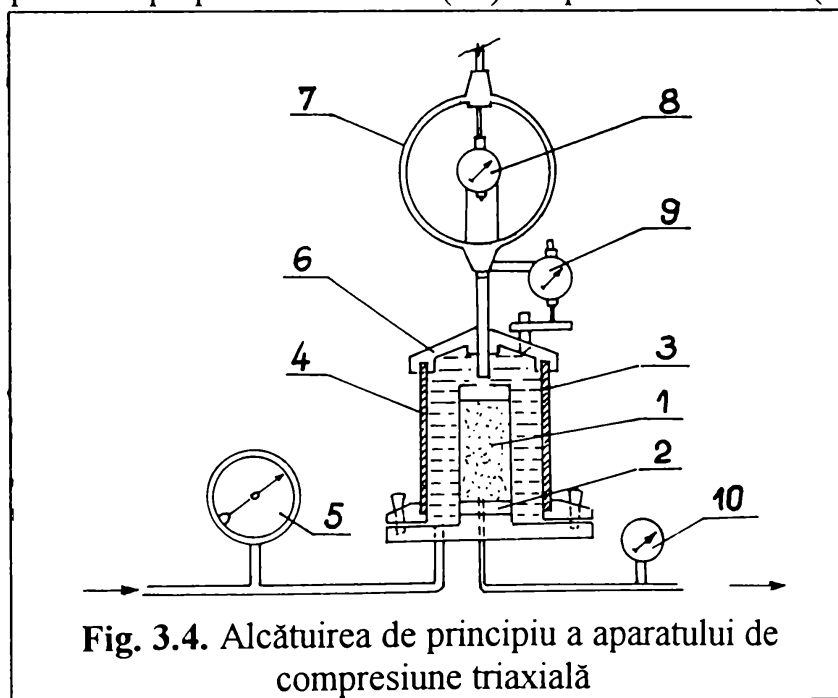


Fig. 3.4. Alcătuirea de principiu a aparatului de compresiune triaxială

Încărcarea laterală a probei ( tensiunile  $\sigma_2$  și  $\sigma_3$  ) sunt aplicate prin intermediul presiunii apei din celula triaxială ( 3 ) . Pentru a se împiedica infiltrarea apei în probă , aceasta este protejată printr-o membrană elastică impermeabilă ( 4 ) . Efortul  $\sigma_2$  , respectiv  $\sigma_3$  , este controlat prin intermediul manometrului ( 5 ) , respectiv a cantității de apă introdusă în celula triaxială . Efortul axial  $\sigma_1$

se introduce în probă prin creșterea progresivă a apăsării realizate prin intermediul pistonului ( 6 ) , valoarea efortului stabilindu-se prin intermediul inelului

dinamometric ( 7 ) , ale cărei deformații sunt înregistrate prin intermediul microcomparatorului ( 8 ) . Deformația probei , până la cedarea acesteia se urmărește prin intermediul microcomparatorului ( 9 ) . Pe parcursul încercării se mai poate urmări și variația presiunii apei din porii probei , măsurată cu manometrul ( 10 ) sau un alt dispozitiv cum ar fi un tub piezometric .

Pe parcursul efectuării încercării se înregistrează în permanență valoarea încărcării axiale aplicate probei precum și reducerea înălțimii probei pe măsura creșterii încărcării . Având în vedere ipoteza care se face privind volumul probei , care se consideră constant , reducerea înălțimii acesteia are drept consecință o umflare laterală a acesteia , de care trebuie ținut seama la determinarea efortului efectiv în secțiunea transversală a probei . Aria secțiunii transversale a probei  $A_i$  se poate calcula în fiecare moment cu relația ( 3.2. ) :

$$A_i = \frac{V}{l - \delta_i} \quad (3.2.)$$

în care  $V$  este volumul inițial al probei ;

$l$  - înălțimea inițială a probei ;

$\delta_i$  - deformația probei la momentul  $i$  .

Tensiunile principale  $\sigma_2$  și  $\sigma_3$  sunt egale și acționează radial asupra probei , fiind induse de presiunea hidrostatică creată în celula aparatului triaxial .

Efortul unitar principal  $\sigma_1$  se datorează atât presiunii directe realizate prin forța de apăsare exercitată prin intermediul inelului dinamometric cât și a presiunii din interiorul celulei aparatului triaxial care acționează asupra părții superioare a pistonului . Astfel se pot descompune solicitările care acționează asupra unei probe din celula aparatului triaxial în două componente ( Fig. 3.5. ) :

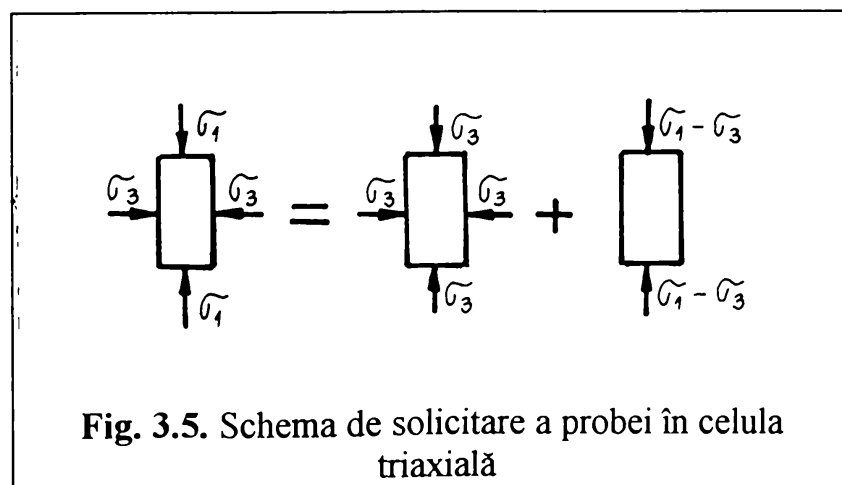


Fig. 3.5. Schema de solicitare a probei în celula triaxială

- prima o constituie presiunea  $\sigma_3$  care este egală cu presiunea hidrostatică indusă în celula aparatului triaxial , care acționează cu o aceeași intensitate pe cele trei direcții principale ;  
- cea de-a doua componentă se poate considera ca fiind deviatorul tensiunilor

principale (  $\sigma_1 - \sigma_3$  ) care acționează pe direcția axei probei. Pentru a determina parametrii rezistenței la forfecare al unui pământ sunt necesare minim trei probe care vor fi solicitate la compresiune triaxială până în momentul cedării plastice . Pentru

fiecare din cele trei probe , solicitate la valori diferite ale tensiunilor principale  $\sigma_3$  , ( $\sigma_3^1 < \sigma_3^2 < \sigma_3^3$  ) se vor obține trei curbe încărcare - deformație conform Figurii 3.6. :

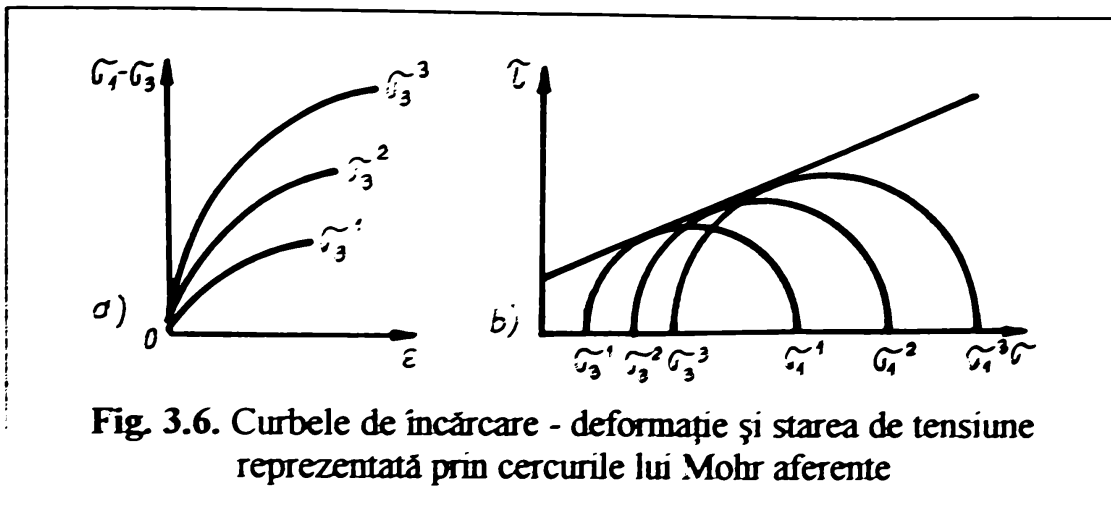


Fig. 3.6. Curbele de încărcare - deformație și starea de tensiune reprezentată prin cercurile lui Mohr aferente

Cu perechea de valori  $\sigma_1^i$  , respectiv  $\sigma_3^i$  aferente fiecărei probe se poate trasa câte un cerc al tensiunilor ( Mohr ) , corespunzător momentului cedării probelor ( Fig 3.6. b ) . Dreapta tangentă comună la aceste cercuri reprezintă condiția de limită a echilibrului pentru pământul încercat .

Curbele de încărcare - deformație din Figura 3.6. a permit aprecierea modului de deformație al terenului de fundare în funcție de starea de tensiune . Pe aceste curbe pot fi definiți mai mulți moduli de deformație ( Fig 3.7 ) :

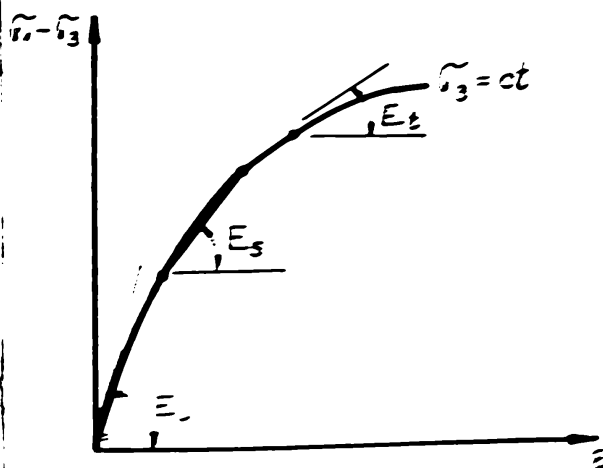


Fig. 3.7. Moduli definiți cu ajutorul curbei de încărcare deformație

- modul tangent inițial  $E_t$  ;
- modul secant  $E_s$  ;
- modul tangent  $E_t$  .

Algoritmul de calcul care se prezintă în continuare utilizează valoarea modului tangent pentru a modela comportarea neelastică a terenului de fundare .

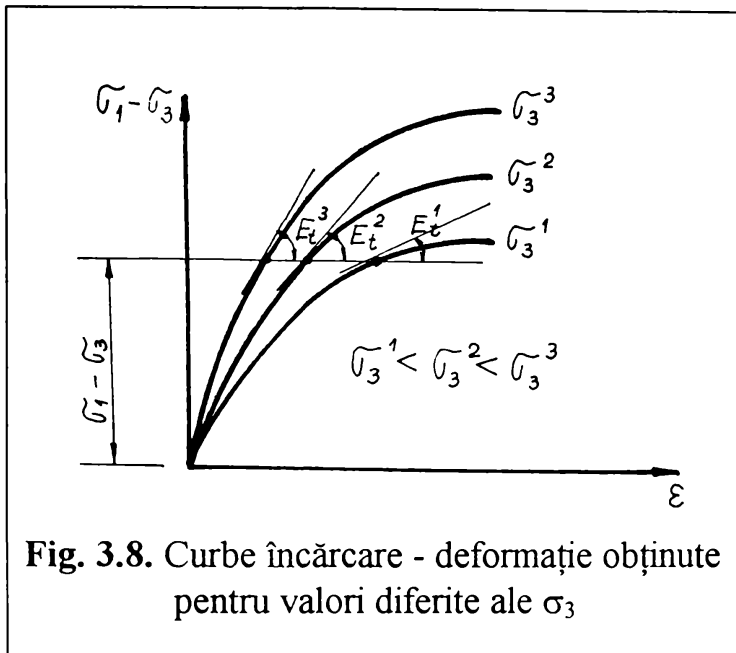
Pentru a putea defini valoarea modului de deformație tangent  $E_t$  în cazul unei încercări triaxiale , este necesar să se cunoască valoarea deviatorului tensiunilor , ( $\sigma_1 - \sigma_3$  ) , mărimea deformației specifice  $\epsilon$  și mărimea efortului unitar principal

$\sigma_3$  pentru care s-a trasat curba ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) -  $\epsilon$

Deoarece valoarea modului tangent diferă pentru o aceeași valoare a deviatorului tensiunilor ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) în funcție de efortul unitar principal  $\sigma_3$  , trebuiesc efectuate mai multe încercări pe probe identice la valori diferite  $\sigma_3$  , obținându-se în

acest fel curbele  $(\sigma_1 - \sigma_3) - \varepsilon$ , cărora le corespund valori diferite ale modurilor tangenți  $E_t^i$ , ( Fig. 3.8. ) :

Având în vedere faptul că în cadrul calculului unei structuri prin metoda elementului finit chiar dacă se dispune de valorile eforturilor  $\sigma_1$  și  $\sigma_3$  nu se poate calcula deformația specifică  $\varepsilon$  de pe direcția efortului unitar principal  $\sigma_1$  pentru fiecare element finit.



**Fig. 3.8.** Curbe încărcare - deformație obținute pentru valori diferite ale  $\sigma_3$

De aceea s-a optat pentru o altă metodologie de determinare a modului tangent al unui material numai în funcție de starea de tensiune definită prin eforturile unitare principale  $\sigma_1$  și  $\sigma_3$

Pentru fiecare tip de pământ care se va modela prin metoda elementului finit se vor efectua un număr de trei încercări de compresiune triaxială. Cu rezultatele experimentale obținute, pentru fiecare din cele trei încercări se va calcula expresia analitică a fiecărei curbe ( Fig. 3.8. ) sub forma unei ecuații

polinomiale. Pentru aceasta se utilizează metoda celor mai mici pătrate, care este o tehnică curentă de determinare a unei curbe  $y = f(x)$  ce aproximează o mulțime de puncte date ( 3.3. ) :

$$(y_1, x_1); (y_2, x_2); \dots; (y_m, x_m) \quad (3.3.)$$

în care -  $y_i$  reprezintă valorile  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  iar  $x_i$  deformațiile specifice  $\varepsilon_i$ .

Metoda constă în minimizarea sumei patratelor "distanțelor"  $d_i$  ( 3.4. ) :

$$d_1^2 + d_2^2 + \dots + d_m^2 \quad (3.4.)$$

în care -  $d_i = y_i - f(x_i)$  este distanța între ordonata punctului dat și cea aproximată.

Pentru aproximarea printr-o funcție polinom de forma ( 3.5. ) :

$$y = a_1 + a_2 * x + a_3 * x^2 + \dots + a_{n+1} * x^n \quad (3.5.)$$

coeficienții  $a_i$  se obțin prin rezolvarea unui sistem de ecuații de forma ( 3.6. ) :



$$m \cdot a_1 + \left(\sum_{i=1}^m x_i^1\right) \cdot a_2 + \dots + \left(\sum_{i=1}^m x_i^n\right) \cdot a_{n+1} = \sum_{i=1}^m y_i$$

$$\sum_{i=1}^m x_i^1 \cdot a_1 + \left(\sum_{i=1}^m x_i^2\right) \cdot a_2 + \dots + \left(\sum_{i=1}^m x_i^{n+1}\right) \cdot a_{n+1} = \sum_{i=1}^m x_i^1 \cdot y_i \quad (3.6)$$

$$\sum_{i=1}^m x_i^n \cdot a_1 + \left(\sum_{i=1}^m x_i^{n+1}\right) \cdot a_2 + \dots + \left(\sum_{i=1}^m x_i^{2 \cdot n}\right) \cdot a_{n+1} = \sum_{i=1}^m x_i^n \cdot y_i$$

Disponând de ecuația analitică a curbei de încărcare - deformare (3.5) se poate calcula derivata acesteia care va fi de forma (3.7.):

$$y' = 0 + a_2 + 2 \cdot a_3 \cdot x + \dots + n \cdot a_{n+1} \cdot x^{n-1} \quad (3.7)$$

Deoarece valoarea tangentei într-un punct al curbei este egală cu derivata funcției în punctul respectiv, se va calcula pentru valoarea  $\sigma_1 - \sigma_3$  cunoscută valoarea derivatei funcției. Cunoscând valoarea tangentei, se va calcula unghiul  $\alpha$  pe care îl formează tangenta cu orizontala, calculându-se valoarea modului de deformare aferent stării de tensiune din punctul respectiv cu relația (3.8.):

$$E_t = \frac{\alpha_i}{90^\circ} \cdot E_i \quad (3.8)$$

În cazul calculului unei structuri prin metoda elementului finit, valorile  $\sigma_1$  și  $\sigma_3$  vor corespunde valorii  $\sigma_3^1$  aplicată probei pe parcursul încercării de compresiune triaxială, care ne permite determinarea ecuației analitice a curbelor de compresiune - deformare.

Rezultă că pentru un element finit la care  $\sigma_3^1 < \sigma_3^{\text{calculat}} < \sigma_3^2$  curba de

încărcare - deformare necesară pentru determinarea modului de deformare va fi una intermediară cuprinsă între curbele trasate pentru valorile  $\sigma_3^1$  și  $\sigma_3^2$  (Fig. 3.9.):

Conform Figurii (3.9.) rezultă că valoarea modului de deformare tangențial pentru curba  $\sigma_3^{\text{calculat}}$  va fi cuprinsă între valorile modurilor corespunzătoare curbelor  $\sigma_3^1$  și  $\sigma_3^2$  pentru o aceeași valoare a deviatorului tensiunilor ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ).

În cazul în care valoarea  $\sigma_3^{\text{calculat}}$  este mai mică decât

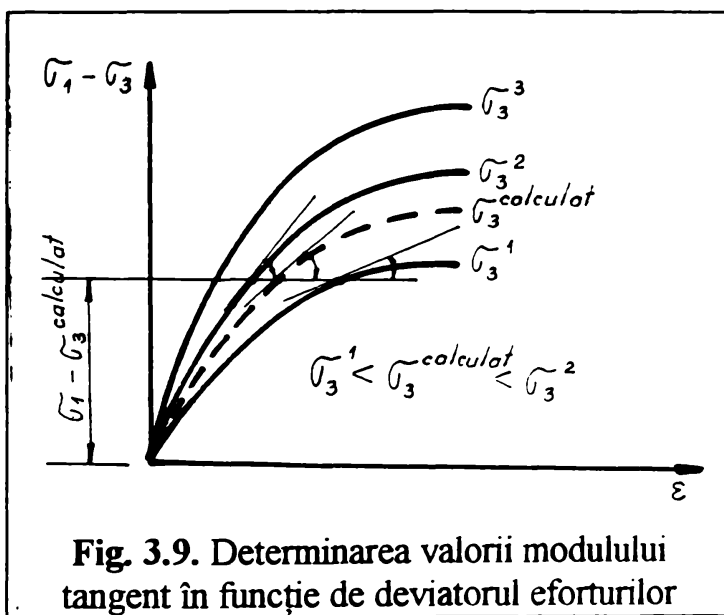


Fig. 3.9. Determinarea valorii modului de deformare tangențial în funcție de deviatorul eforturilor

$\sigma_3^1$  se va opta tot pentru curba  $\sigma_3^1$  dar valoarea modului de deformare obținută va fi redusă proporțional prin înmulțirea cu raportul subunitar  $\sigma_3^{\text{calculat}} / \sigma_3^1$

### 3.4. Stabilirea unui program de calcul prin metoda elementului finit a sistemelor de fundare în domeniul elasto-plastic

Programul de calcul conceput, care va fi prezentat în continuare, datorită caracterului general al metodei, respectă structura caracteristică a programelor de calcul prin metoda elementului finit.

Pentru a putea opera în mod eficient atât cu volumul mare de date inițiale cât și cu datele rezultate în urma calculului propriuzis, este imperios necesară utilizarea unor programe și fișiere care să permită ordonarea și prelucrarea, în mod special prin reprezentări grafice, a volumului foarte mare de valori numerice cu care operează programul.

În Figura 3.10. se prezintă o schemă generală a programului. Pregătirea datelor inițiale se efectuează prin rularea programelor de calcul INCARC.C și DEPAS.C care permit introducerea încărcărilor și o descriere a condițiilor de rezemare a structurii. În afară de aceste programe care se rulează odată cu începerea studiului unei fundații, mai trebuiesc pregătite în prealabil patru fișiere de date care vor defini structura care se calculează ( NUME. reprezintă denumirea aplicației care se rulează ).

- NUME.GEN - conține o serie de date generale necesare dimensionării matricelor cu care va opera programul propriuzis .

Datele pe care le conține acest fișier sunt :

NN - numărul de noduri al structurii;

NE - numărul de elemente finite;

IP - numărul de ipoteze de încărcare, valoare care pentru calculul în domeniul elasto - plastic se va introduce ca fiind egal cu 1 ;

MI - Valoarea coeficientului lui Poisson ;

T - grosimea structurii, având în vedere că programul analizează structura ca pe o structură plană;

NM - numărul de materiale diferite din care este alcătuită structura.

- NUME.CRD - în acest fișier sunt date coordonatele nodurilor rețelei de discretizare .

Coordonatele nodurilor, valori pereche x și y se raportează la un sistem de axe având originea în colțul din stânga jos al structurii, numerotarea fiind efectuată de la stânga la dreapta succesiv pentru fiecare nivel.

- NUME.TOP - conține topologia structurii discretizate, fiecare element finit component al acesteia fiind definit prin cele trei noduri ale fiecărui element finit. Numerotarea începe cu nodul din partea de jos stânga și în continuare se parcurge elementul în sens anti-orar. În acest fel fiecare element este definit prin cele trei noduri din colțurile sale.

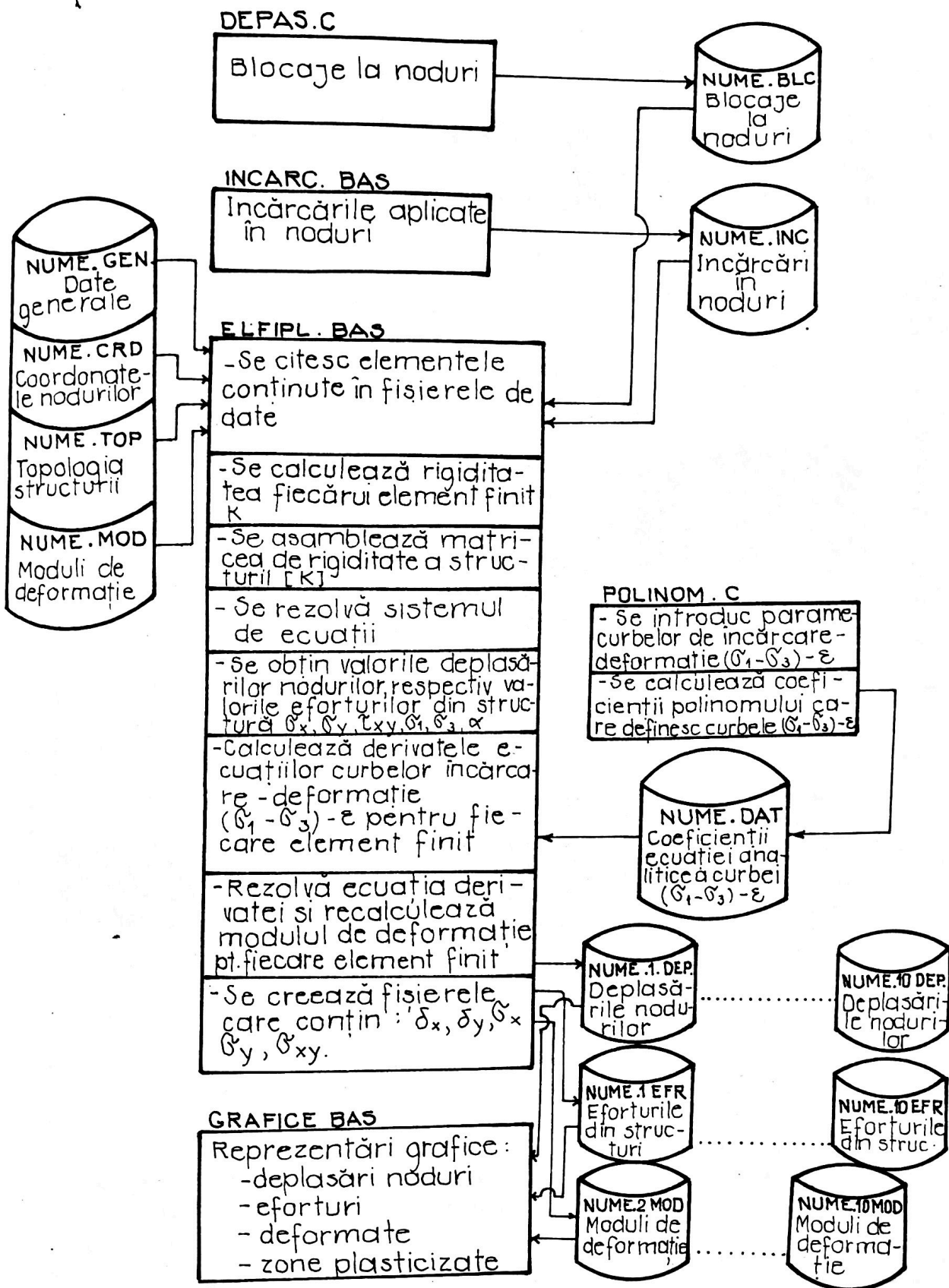


Fig. 3.10. Bloc diagrama programului de calcul prin metoda elementului finit

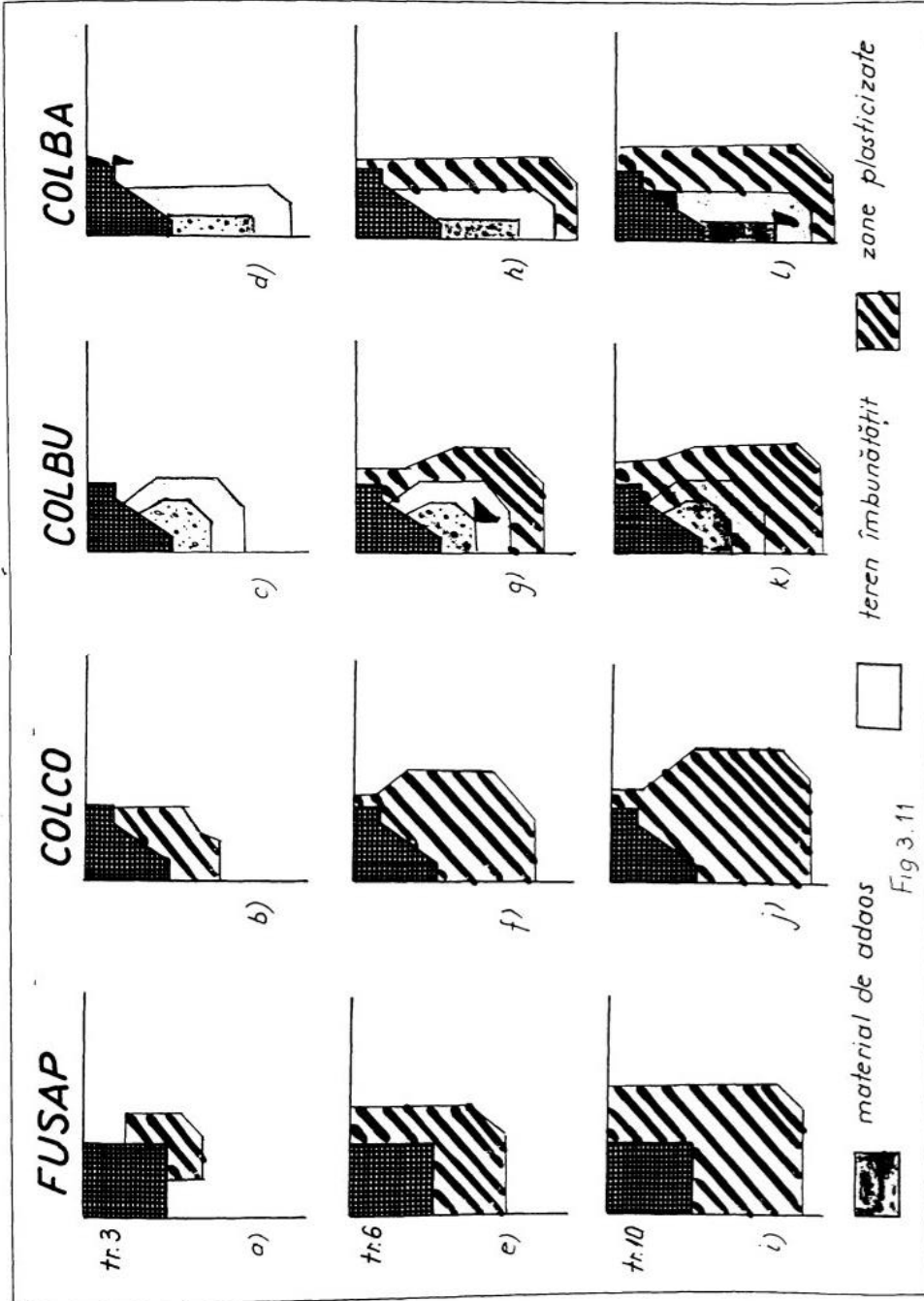


Fig. 3.11

- NUME.MOD - fiecărui element  $i$  se va atribui o valoare a modulului de deformație, numărul maxim de materiale diferite din care poate fi alcătuită structura fiind de cinci. Aceste valori vor fi luate în calcul pentru prima treaptă de încărcare aplicată, după care în etapele următoare se vor utiliza valorile recalulate ale modurilor în funcție de starea de tensiune din element.

Tot pentru crearea unor fișiere de date necesare calculului au fost elaborate două programe care asigură crearea a două fișiere, unul explicitând condițiile de rezemare ale structurii iar celălalt încărcările care se aplică acesteia.

- DEPAS.C - este un program scris în limbaj C prin care se solicită numărul de noduri cu blocaje, iar în continuare pentru fiecare nod în parte se va introduce valoarea 1 dacă direcția de deplasare este blocată sau 0 când deplasarea este liberă. Deplasările posibile sunt cele pe direcția orizontală  $x$  sau pe cea verticală  $y$ . Prin rularea programului se crează un fișier NUME.BLC care va fi utilizat în continuare în programul de calcul prin metoda elementului finit.

- INCARC.C - crează fișierul NUME.INC care conține încărcările aferente structurii la prima treaptă de încărcare. Aceste încărcări se apreciază la cca. 10 % din încărcarea corespunzătoare momentului cedării plastice a structurii. Pentru fiecare treaptă de încărcare ulterioară, aceste forțe se majorează, cele 10 etape de calcul succesive asigurând o modelare corespunzătoare a fenomenului de dezvoltare a zonelor plasticizate din terenul de fundare.

Interactiv, programul solicită numărul nodurilor în care acționează forțe. Aceste forțe pot acționa pe direcție verticală sau orizontală, iar în cazul în care sensul vectorului forță este invers sensului pozitiv al axelor de coordonate, forța se va introduce cu o valoare negativă.

- ELFIPL.BAS - este programul propriu-zis de calcul al structurii prin metoda elementului finit.

Programul citește inițial toate datele menționate în fișierele descrise anterior, pe baza acestora calculându-se matricea de rigiditate  $[k]$  pentru toate elementele finite ale structurii discretizate.

Cu aceste rigidități se assemblează matricea de rigiditate a întregii structurii  $[K]$  după care se rezolvă sistemul de ecuații care reprezintă condiția de continuitate a structurii. Odată determinate deplasările nodurilor  $\delta_x$  și  $\delta_y$  se vor calcula și valorile eforturilor unitare  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  și  $\tau_{xy}$ , respectiv tensiunile principale  $\sigma_1$ ,  $\sigma_3$  și unghiul  $\alpha$ . Toate aceste valori vor fi înregistrate în fișiere de tip NUME-.EFR pentru eforturi și NUME-.DEP pentru deplasări.

Acestea sunt etapele de calcul parcurse pentru determinarea deplasărilor nodurilor, respectiv a eforturilor aferente primei trepte de încărcare. Înainte de a trece la calculul eforturilor din structură, corespunzătoare celei de-a doua trepte de încărcare, se va proceda la rularea programului POLINOM.C.

Programul de calcul POLINOM.C solicită date referitoare la curbele încărcare - deformație ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) -  $\varepsilon$  obținute prin încercările de compresiune triaxială efectuate pe probe din pământul care alcătuiește terenul de fundare modelat.

Se vor introduce în sistem conversațional perechile de valori ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) respectiv  $\varepsilon$  pentru fiecare din cele trei curbe caracteristice care definesc comportarea sub încărcări ale fiecărui material. Numărul maxim de materiale din care poate fi constituită structura este limitat la cinci.

Algoritmul de calcul care se utilizează este cel al metodei celor mai mici patrate, prin care se vor determina coeficienții polinoamelor care definesc ecuațiile analitice ale curbelor de încărcare - deformație obținute prin încercările de compresiune triaxială. Coeficienții ecuațiilor polinoamelor respective vor fi memorați într-un fișier NUME.DAT, urmând a fi utilizați pentru determinarea derivatei ecuației analitice, respectiv valorile modificate ale modulilor de deformație tangenți  $E_i$ .

Cu noile valori  $E_i$  ale modulilor de deformație se va relua calculul, prin programul ELFIPL.BAS, recalculându-se matricea de rigiditate a structurii  $[K]$  și luând în considerare treapta de încărcare următoare. La fiecare reluare a calculului, pentru cele 10 trepte de încărcare, se vor crea fișierele NUME - .DEP, NUME - .EFR și NUME - .MOD care vor fi utilizate la reprezentarea grafică a rezultatelor obținute și vor constitui baza de date necesară unei analize cantitative a problemei studiate.

- GRAFICE.BAS constituie ultimul program din seria programelor concepute în vederea analizei comportării sub încărcări în domeniul elasto - plastic a terenurilor de fundare, solicitate prin intermediul sistemelor de fundare.

Meniul pe care îl oferă programul permite următoarele opțiuni:

- alegerea treptei de încărcare pentru care se vor reprezenta rezultatele;
- reprezentarea rețelei de discretizare;
- reprezentarea valorilor  $\sigma_x$ ;
- reprezentarea valorilor  $\sigma_y$ ;
- reprezentarea valorilor  $\tau_{xy}$ ;
- reprezentarea valorilor tensiunilor principale  $\sigma_1$  și  $\sigma_3$ ;
- reprezentarea vectorilor deplasării nodurilor;
- reprezentarea structurii deformate cu elementele plasticizate la treapta de încărcare respectivă;

- reprezentarea unui singur element finit, cu tensiunile principale  $\sigma_1$  și  $\sigma_3$  precum și afișarea valorilor eforturilor  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\tau_{xy}$ ,  $\sigma_1$ ,  $\sigma_3$  și a unghiului  $\alpha$ .

În cadrul opțiunii de reprezentare a vectorilor eforturilor principale  $\sigma_1$  și  $\sigma_3$ , programul permite vizualizarea unei porțiuni din structură, care se definește prin introducerea numărului primului, respectiv al ultimului element component al zonei care se dorește a fi reprezentată la o scară mărită.

Desigur aceste reprezentări grafice sunt posibile pentru rezultatele obținute la fiecare treaptă de încărcare a fundației .

### 3.5. Studiu de caz privind comportarea sub încărcări a unor fundații executate prin ștanțarea gropilor de fundație

Pentru a verifica algoritmul de calcul propus , precum și pentru a analiza modul de comportare sub încărcări a unei structuri complexe care este o fundație executată prin ștanțarea gropii de fundație cu bulb din material granular de adaos , se va prezenta în continuare analiza comparativă a trei variante de execuție a unor astfel de fundații ( Fig. 3.11. ) .

S-a conceput o structură plană discretizată în elemente finite plane , cu 132 de noduri și 220 de elemente finite triunghiulare . Cu modificări minime ale acestei structuri de bază , s-au modelat patru variante de fundații , prin patru aplicații diferite.

FUSAP - s-a modelat o fundație săpată clasică , având o secțiune transversală dreprunghiulară , care s-a considerat că descarcă pe terenul natural ;

COLCO - fundație în formă de trunchi de piramidă cu consolă , la care nu s-a realizat un bulb la bază și nu s-a luat în considerare efectul de îndesare al terenului natural în procesul de ștanțare al gropii de fundație ;

COLBU - fundație executată prin ștanțarea gropii de fundație cu bulb din material granular de adaos . Bulbul de formă rotunjită este caracteristic situației când acesta se realizează prin îndesarea materialului de adaos cu un echipament având forma de trunchi de piramidă [93] . Terenul de fundare se consideră alcătuit din trei materiale diferite , teren natural , teren îndesat în urma procesului de ștanțare și materialul granular de adaos . Fiecare din aceste materiale este definit în cadrul programului de calcul prin modulul de deformare inițial diferit și prin curbe de încărcare - deformare [  $(\sigma_1 - \sigma_3) - \varepsilon$  ] specifice fiecărui material , curbe definite prin expresiile analitice polinomiale , determinate cu programul de calcul POLINOM.C - Expresiile analitice ale curbelor de încărcare - deformare ale fiecărui material se obțin pe baza rezultatelor unor încercări de compresiune triaxială . Se vor efectua minim trei încercări , la trei valori diferite ale efortului principal  $\sigma_3^i$  pentru fiecare material .

COLBA - cea de-a patra variantă de fundare studiată , constă dintr-o fundație executată în groapă ștanțată , având aceeași formă și dimensiune cu cele menționate anterior ( Fig. 3.11. ) , însă la ștanțarea

gropii de fundație și la realizarea bulbului s-a utilizat un echipament special , care a avut o prelungire cilindrică la vârf care a permis obținerea unui bulb alungit și mai adânc , sub elementul de fundație [ 12 ] . Prin această variantă de realizare a bulbului se obține o distribuție mai avantajoasă a materialului granular de adaos și a zonei îndesate a terenului de fundare , în limitele zonei active a fundației .

Pentru fiecare din aceste patru variante de fundare , s-au aplicat aceleași zece trepte de încărcare , în continuare prezentându-se rezultatele obținute numai prin prisma apariției și extinderii zonelor de plasticizare , sub forma unei analize calitative a celor patru variante studiate . Se va prezenta apariția și extinderea zonelor de plasticizare pentru trei nivele de încărcare diferite ( treapta 3 , 6 , 10 ) .

- Astfel pentru primul nivel de încărcare se constată la fundația executată în groapa săpată apariția primelor elemente finite plasticizate la nivelul tălpii fundației, la marginea acesteia ( Fig. 3.11. a ) , ceea ce corespunde teoriilor clasice privind apariția și dezvoltarea zonelor de curgere plastică sub talpa unei fundații ;

- La fundația în formă de trunchi de piramidă fără bulb ( Fig, 3.11. b ) , zona de plasticizare este mai extinsă , fapt ce se datorează modului de distribuție a presiunii de contact dintre suprafața laterală înclinată a fundației și teren ;

- În cazul fundațiilor realizate cu bulb , nu au apărut zone plasticizate sub nivelul tălpii fundației ( Fig. 3.11. c , d ) ;

- Pentru cel de-al doilea nivel de încărcare ( treapta 6 ) se poate constata o extindere apreciabilă a zonelor plasticizate pentru fundațiile executate fără bulb ( Fig. 3.11. e , f ) . La fundațiile cu bulb din material granular de adaos și zone de teren îmbunătățit , în jurul acestora ( Fig. 3.11. g , h ) se constată apariția zonelor plasticizate numai în afara limitei terenului îmbunătățit , la fundația cu bulb lărgit un singur element finit atingând limita de plasticizare ;

- Pentru ultimul nivel de încărcare analizat ( treapta 10 ) , se constată o cedare plastică în cvasi totalitate a terenului de fundare , la fundațiile realizate fără bulb ( Fig. 3.11. i , j ) , procesul de plasticizare fiind un proces evolutiv pe măsura creșterii încărcărilor aplicate fundației ;

- În cazul fundației cu bulb lărgit ( Fig. 3.11. k ) , se constată o cedare plastică în totalitate și a zonei de teren natural îndesat , în urma procesului de ștanțare al gropii de fundație și de realizare a bulbului ;

- Fundația cu bulb alungit ( Fig. 3.11. l ) prezintă cea mai bună comportare sub încărcări , dintre cele patru variante de realizare a fundațiilor studiate , deoarece la același nivel de încărcare ( treapta 10 ) , se constată doar apariția primelor elemente finite plasticizate din zona de teren îmbunătățit din jurul fundației față de cazul fundației cu bulb lărgit unde terenul de fundare a cedat în totalitate .



### 3.7. Concluzii

Programul de calcul prezentat constituie un instrument util și eficient pentru analiza unor sisteme de fundare complexe în domeniul comportării neelastice a terenurilor de fundare. Prin facilitățile pe care le oferă în privința prelucrărilor grafice a rezultatelor obținute, se poate realiza atât o prezentare globală a rezultatelor obținute cât și o analiză de detaliu a structurilor modelate.

Programul de calcul permite analiza comportării elastico - plastice a unor sisteme de fundare complexe . Programul este prezentat prin schema generală , putându-se identifica programele de preprocesare , programul de calcul propriuzis și programul de postprocesare . Acesta din urmă permite prelucrarea grafică a datelor numerice din fișierele create de programul principal .

Programul de calcul conceput care a fost prezentat , datorită caracterului general al metodei , respectă structura caracteristică a programelor de calcul prin metoda elementului finit . Pentru a putea opera în mod eficient atât cu volumul mare de date inițiale cât și cu datele rezultate în urma calculului propriuzis , este imperios necesară utilizarea unor programe și fișiere care să permită ordonarea și prelucrarea în mod special prin reprezentări grafice a volumului foarte mare de valori numerice cu care operează programul .

Algoritmul de calcul prezentat a fost transpus într-un program de calcul prin metoda elementului finit cu rezultate foarte bune. Programul determină starea de tensiune din terenul de fundare pentru un număr de 10 trepte de încărcare . La fiecare dintre acestea , începând cu cea de-a doua , programul recalculează valorile modulului de deformație pentru fiecare element finit care modelează terenul de fundare , până se atinge starea de plasticizare. Acesta s-a considerat ca fiind momentul când valoarea modulului de deformație a scăzut la 30 % din valoarea inițială.

Metoda de calcul presupune recalcularea matricei de rigiditate a structurii și rezolvarea sistemului de ecuații pentru fiecare treaptă de încărcare , dar aceasta nu mai reprezintă un impediment serios , având în vedere puterea de calcul a PC - urilor existente azi.

Prin utilizarea acestui algoritm de calcul se pot modela structuri complexe, alcătuite din soluții de fundare de forme speciale, precum și terenuri de fundare stratificate, alcătuite din pământuri cu caracteristici fizice și mecanice diferite. Metoda prezintă un deosebit interes pentru studiul comportării sub încărcări a terenurilor îmbunătățite prin diverse tehnologii , cum ar fi o îmbunătățire generală prin cilindrare sau prin batere cu maiul dar mai ales în cazul procedurilor de îmbunătățire locală cum ar fi cea cu ploturi , cu coloane din balast sau elemente de rigidizare din balast sau beton.

În afară de starea de tensiune și de deformație pe care le furnizează programele de element finit în general, prin algoritmul de calcul propus se poate urmări pentru fiecare treaptă de încărcare aplicată variația modulului de deformație ,

până la dezvoltarea unor zone de plasticizare care vor avea drept consecință cedarea sistemului de fundare . Pentru a se putea urmări evoluția acestui fenomen , calculul structurii se va relua cu valori crescătoare ale treptelor de încărcare aplicate pentru a putea surprinde momentele cele mai critice privind fenomenul de cedare plastică al terenului de fundare.

Pentru obținerea unor rezultate cât mai exacte , conforme cu modul real de comportare al terenurilor de fundare se recomanda executarea cu cea mai mare atenție a încercărilor de compresiune triaxială pe baza cărora se determină ecuațiile analitice ale curbelor de încărcare - deformație a pământurilor din care este alcătuit terenul de fundare. Valorile eforturilor principale  $\sigma_3^i$  la care se vor efectua încercările trebuie să fie cât mai apropiate de valorile eforturilor care apar în terenul natural.

## CAPITOLUL 4

### STUDII ȘI CONTRIBUTII PRIVIND CALCULUL CAPACITĂȚII PORTANTE A SISTEMELOR DE FUNDARE EXECUTATE ÎN GROPI ȘTANȚATE

#### A. Analiză critică privind metodele de calcul a capacității portante a sistemelor de fundare

Realizarea fundațiilor în gropi ștanțate reprezintă o soluție nouă în ceea ce privește tehnologia de execuție , care trebuie abordată în mod specific și din punct de vedere a modului de calcul al capacității portante .

În spiritul acestui deziderat , se va propune în partea a doua a acestui capitol o metodă de calcul proprie , care să corespundă într-o mai mare măsură particularităților de alcătuire și comportare sub încărcări a fundațiilor executate în gropi ștanțate . Principala caracteristică prin care se diferențează aceste fundații față de soluțiile clasice de fundare directă o constituie prezența bulbului de material granular de la bază. Un alt aspect de care trebuie să se țină seama îl constituie forma specială , de trunchi de piramidă a fundației , cu sau fără talpă la partea superioară , care influențează de asemenea capacitatea portantă a fundației executată într-o groapă ștanțată.

Pentru a aborda acest subiect - al calculului capacității portante - se va prezenta în continuare o sinteză documentară a diverse metode de calcul , urmând ca pe baza acesteia să se adopte principiile de calcul cele mai adecvate problemei studiate și totodată să corespundă rezultatelor experimentale precum și a celor mai larg acceptate metode teoretice utilizate pe plan mondial.

#### 4.1. Mecanisme de cedare a terenurilor de fundare

Problema stabilirii capacității portante a terenului de fundare , respectiv alegerea unei soluții optime de fundare , atât din considerente tehnice cât și economice rămâne una din problemele cele mai importante ale geotehnicii.

Stabilirea unei soluții de fundare directă de suprafață , a unei soluții de fundare indirectă sau aplicarea unor procedee de îmbunătățire necesită cunoașterea sau cel puțin posibilitatea aprecierii capacității portante a terenului de fundare , respectiv capacitatea portantă a sistemului de fundare.

Prin capacitatea portantă a terenului de fundare se înțelege în principiu presiunea maximă care poate fi transmisă terenului fără ca acesta să sufere deformații semnificative , respectiv să nu-și piardă stabilitatea , fenomene care ar putea duce la deteriorarea sistemului de fundare sau a suprastructurii construcției. Mecanismele de deformare plastică , respectiv de pierdere a stabilității terenului de

fundare depind atât de natura terenului de fundare ( natura pământului , stratificație, prezența apelor subterane , etc. ) cât și de soluția de fundare care se adoptă.

Având în vedere rezultatele încercărilor de capacitate portantă efectuate , atât pe modele în laborator , cât și pe fundații reale , în cazul cel mai simplu , al unor fundații directe de suprafață , se pot pune în evidență pe baza curbelor de încărcare - tasare trei moduri distincte de cedare , la atingerea capacității portante maxime a sistemului de fundare respectiv.

Prin sistem de fundare se înțelege atât fundația propriuzisă cât și terenul de fundare care preia încărcarea transmisă de fundație.

a ) Fundație amplasată pe un nisip îndesat sau argilă tare (plastic - vârtoasă) ; Modul de cedare este prezentat în Figura 4.1. a. Dacă fundația este supusă la

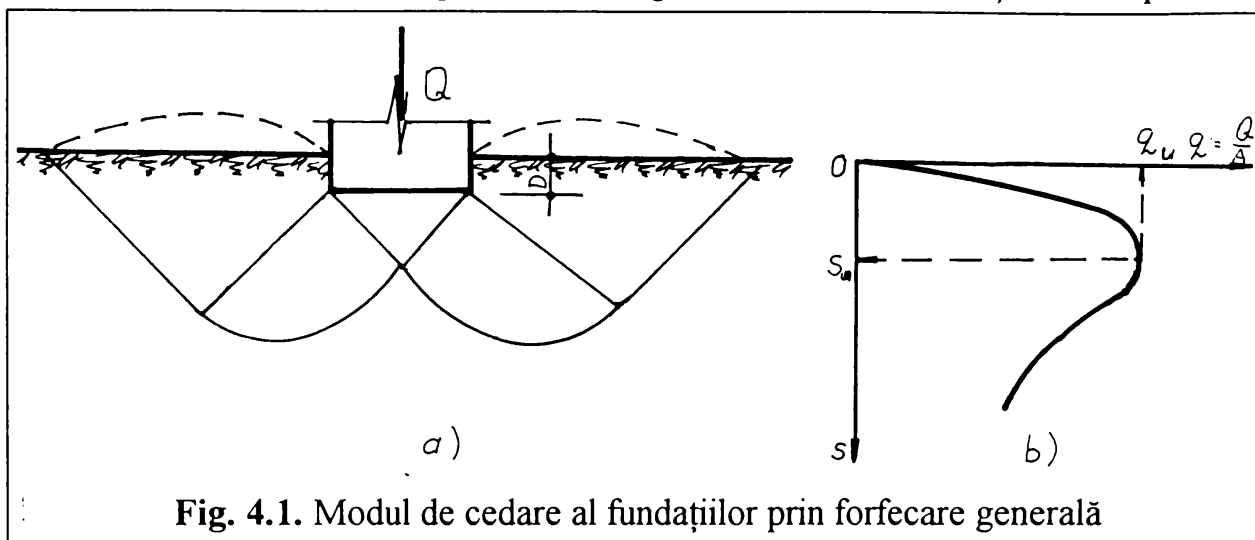


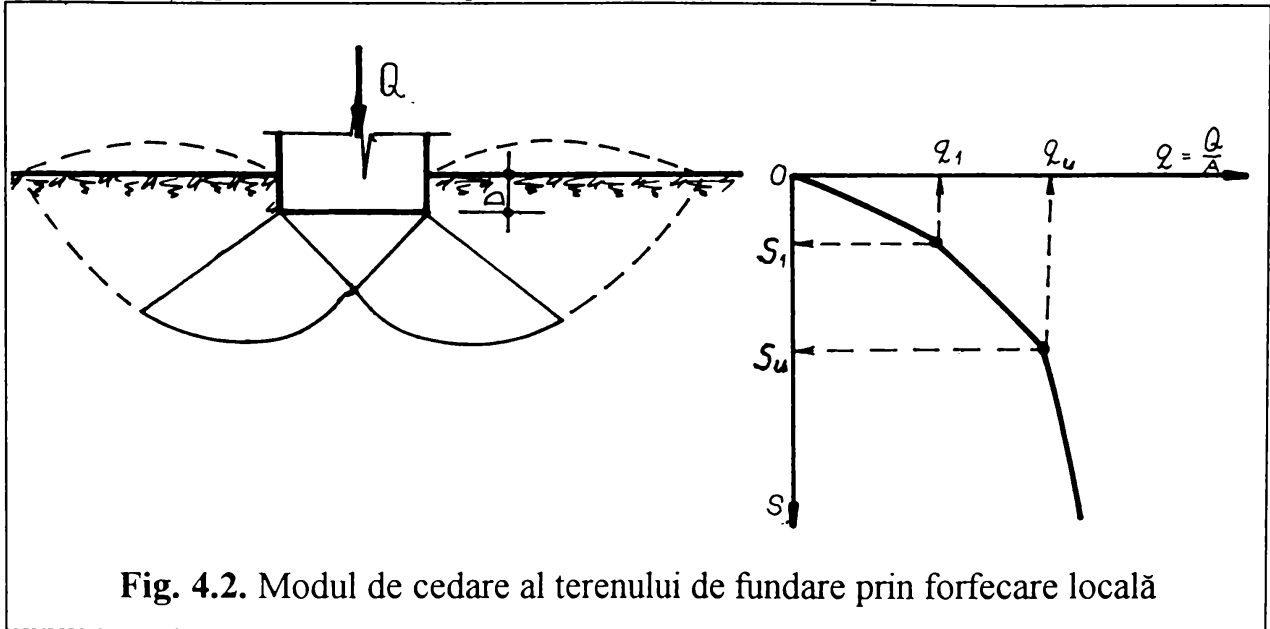
Fig. 4.1. Modul de cedare al fundațiilor prin forfecare generală

o încărcare  $Q$  crescătoare , presiunea pe unitatea de suprafață transmisă terenului de fundare de către talpa fundației este  $q = Q/A$  , unde  $A$  este aria suprafeței în plan a fundației. La o anumită valoare  $q_u$  (  $q_{ultim}$  ) când tasarea atinge valoarea  $s = s_u$  , terenul de fundare va ceda brusc prin apariția și dezvoltarea unor suprafețe de forfecare , prezentate în Figura 4.1. a.

Acest tip de cedare este definit ca fiind datorat cedării terenului de fundare prin pierderea stabilității terenului , respectiv apariția suprafețelor de forfecare în terenul de fundare iar  $q_u$  se numește capacitate portantă ultimă.

b ) Dacă o aceeași fundație va fi amplasată pe un teren din nisip aflat în stare de îndesare medie sau o argilă plastic - consistentă , alura curbei  $s$ - $q$  va suferi o modificare , în acest caz având alura prezentată în Figura 4.2. b. Se poate observa în acest caz că pe curba încărcare - deformație  $s$ - $q$  se pot pune în evidență două puncte distincte. Punctul 1 corespunde unei “ prime capacități portante ultime “  $q_1$  ( first failure load - Vesic ( 1963 ) , [ 120 ] ). Până în acest moment , în teren s-au dezvoltat numai suprafețele de forfecare prezentate cu linie continuă în Figura 4.2. a. Crescând în continuare valoarea încărcării aplicată fundației ,  $q > q_1$  , se observă o

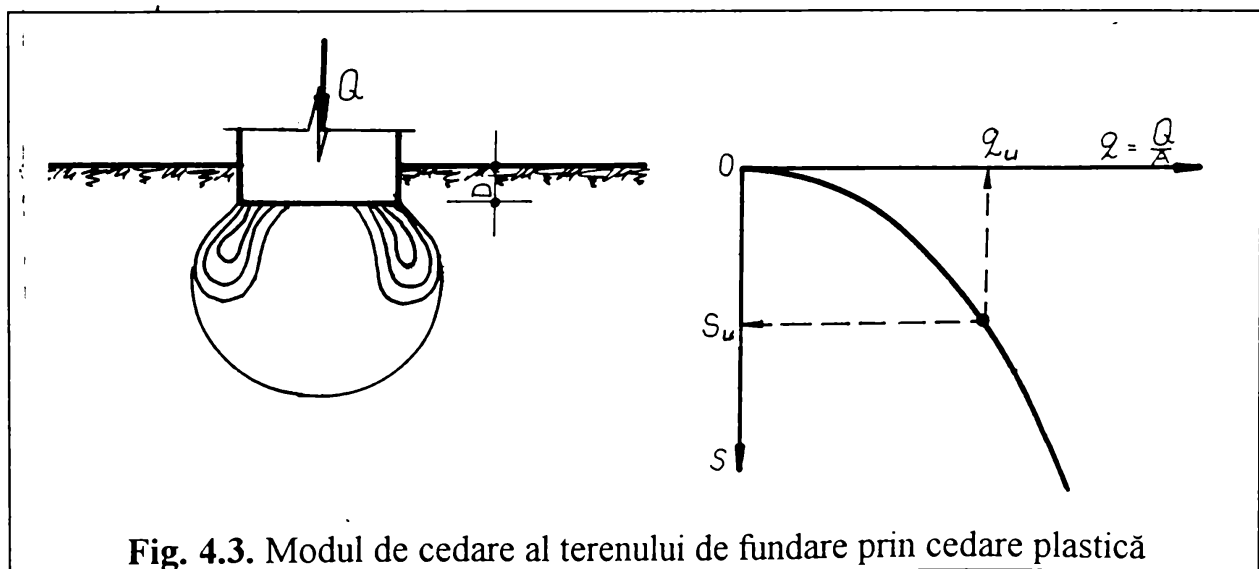
creștere în continuare a tasării  $s$ , însă dreapta care definește relația dintre încărcare și deformație pe traseul dintre punctele 1 și 2 își modifică panta.



În teren aceasta se manifestă prin extinderea suprafețelor de alunecare spre suprafața terenului ( liniile întrerupte din Figura 4.2. a ), fenomen care se încheie prin refularea terenului în suprafață atunci când se atinge capacitatea portantă ultimă  $q_u$ , după care practic tasarea fundației se produce la o valoare constantă a încărcării ( $q_u$ ).

Se poate observa că în acest caz cele trei ramuri ale curbei de încărcare - tasare sunt practic alcătuite din trei segmente de dreaptă.

c) Un al treilea mod de cedare al terenului de fundare sub o fundație directă se poate pune în evidență în cazul unor terenuri slabe, precum nisipuri afânate sau



argile moi. Mecanismul de cedare în acest caz constă în apariția și dezvoltarea progresivă sub talpa fundației a unor zone de cedare plastică, care duce la tasarea progresivă a fundației până când tasarea fundației devine incompatibilă cu buna funcționare a suprastructurii ( Fig. 4.3. a ). Zonele de cedare plastică apar pe conturul fundației iar odată cu creșterea încărcării aplicate  $q$ , atât adâncimea cât și extinderea în plan a acestora crește până cuprinde întreaga zonă aflată sub talpa fundației. Până în acest moment curba de încărcare - tasare are o alură curbilinie cu o pantă din ce în ce mai pronunțată. Odată cu atingerea valorii capacității portante ultime  $q_u$  întreaga zonă de teren de sub talpa fundației este în stare plastică, tasarea în continuare producându-se la creșteri foarte mici ale încărcării, după o dreaptă.

Având în vedere aceste trei moduri principale de cedare sub încărcări a fundațiilor directe, pe baza experienței acumulate în timp, a observațiilor directe, precum și a teoriilor elaborate privind mecanismele de cedare a terenurilor de fundare, au fost elaborate de diverși autori numeroase metode de calcul a capacității portante a sistemelor de fundare.

În continuare se vor prezenta principalele grupe de metode de calcul a capacității portante a sistemelor de fundare directă, exemplificându-le cu principalele teorii care au rezistat timpului precum și a noilor metode de analiză și studiu apărute odată cu extinderea și perfecționarea tehnicilor de calcul automat.

## **4.2. Studiu privind unele metode de calcul a capacității portante a sistemelor de fundare**

### **4.2.1. Metode empirice**

Aceste metode se bazează pe generalizarea datelor, prin prelucrare statistică, obținute prin observații asupra construcțiilor existente. În această categorie intră prescripțiile din STAS 3300/2 - 85, Anexa B, ( 1985 ), [ 153 ] precum și standardele britanic BS - 8004, ( 1986 ), [ 153 ] și cel sovietic SNIP II - B - I - 62, care stabilește presiunile admisibile, în standardul românesc sunt denumite presiuni convenționale, pentru diferite stări de îndesare și consistență ale stratelor de pământ care alcătuiesc terenul de fundare. Datorită faptului că intrarea în tabelele de unde se extrag valorile presiunilor admisibile nu se face prin caracteristicile de rezistență ale pământului ( $\Phi$  și  $c$ ), cum ar fi normal, ci prin caracteristicile fizice,  $e$  - indicele porilor,  $I_c$  - indicele de consistență,  $I_p$  - indicele de plasticitate,  $I_D$  - gradul de îndesare, scoate în evidență caracterul pur empiric al acestor metode.

Metoda are o largă răspândire datorită simplității ei, însă lipsa de fundamentare teoretică limitează posibilitățile de utilizare la construcțiile din clasa de importanță III, IV și V, iar în cazurile mai complicate se impune chiar și la aceste clase de importanță să se utilizeze metode de calcul mai exacte.

Din aceeași categorie a metodelor empirice ( semi-empirice ), putem considera și metoda propusă de B&B Hansen ( 1957 ), [ 131 ], chiar dacă

presupune calculul capacității portante cu o relație de calcul care utilizează coeficienții de capacitate portantă  $N_q$ ,  $N_c$  și  $N_\gamma$ . Acești coeficienți sunt preluați din metoda de calcul elaborată de Meyerhof, iar pe baza unei condiții de echilibru stabilite empiric se ajunge la o relație de calcul a capacității portante cunoscută ca relația lui Brinch și Bent Hansen.

#### 4.2.1.1. Metoda B&B Hansen

Metoda de calcul a capacității portante a sistemelor de fundare propusă de Brinch și Bent Hansen (1957), [131], se bazează pe observații experimentale, iar formulele propuse sunt semi-empirice. Formulele respective sunt aplicabile la fundații dreptunghiulare iar pentru pământuri pur coezive ( $\Phi = 0$ ) are forma (4.1.):

$$\frac{V_{cr}}{B * L} = 5 * c * \left(1 + 0,2 * \frac{B}{L}\right) * \left(1 + 0,2 * \frac{D}{B}\right) * \left(1 - 1,3 * \frac{H_{cr}}{V_{cr}}\right) + q \quad (4.1.)$$

în care -  $V_{cr}$  este componenta verticală a încărcării critice pe fundație ;

- $H_{cr}$  - componenta orizontală a încărcării critice ;
- $B$  și  $L$  - dimensiunile în plan ale fundației ( $B \leq L$ ) ;
- $D$  - adâncimea de fundare ;
- $q$  - suprasarcina la nivelul tălpii fundației ;

Formula (4.1.) este valabilă în domeniul  $D < 2,5 * B$  și  $H \leq 0,4 * V$ .

Pentru pământuri necoezive ( $c = 0$ ), capacitatea portantă este dată de formula (4.2.):

$$\frac{V_{cr}}{B * L} = \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma * \left(1 - 0,3 * \frac{B}{L}\right) * \left(1 - 1,5 * \frac{H_{cr}}{V_{cr}}\right)^2 +$$

$$+ q * N_q * \left(1 + 0,2 * \frac{B}{L}\right) * \left(1 + 0,1 * \frac{D}{B}\right) * \left(1 - 1,5 * \frac{H_{cr}}{V_{cr}}\right) \quad (4.2.)$$

în care -  $N_\gamma$  și  $N_q$  sunt factorii de capacitate portantă pentru o fundație plană :

- $N_\gamma = 1,5 * (N_q - 1) * \tan \Phi$
- $N_q = \tan^2 (45^\circ + \Phi) * \exp(\pi * \tan \Phi)$

stabilită de Meyerhof. Formula (4.2.) este valabilă în domeniul  $D \leq 1,5 * B$  și  $H \leq V * \tan \Phi$ .

Se propune de asemenea introducerea coeficienților de siguranță la valorile coeziunii specifice  $c$  și a unghiului de frecare interioară  $\Phi$ , precum și la încărcările aplicate fundației. În aceste condiții se obțin direct presiunile admisibile pe talpa fundației și nu presiunile critice. În Danemarca coeficienții de siguranță folosiți au următoarele valori :

- pt. coeziune - 1,5 ... 2,0 ;

- pt. frecare interioară - 1,2 ;
- pt. încărcările permanente - 1,0 ;
- pt. încărcările utile - 1,5 ;
- pt. presiunea apei - 1,2 .

#### 4.2.2. Metode bazate pe verificarea extinderii zonelor de plasticizare , pe baza principiului mediilor deformabile

Această a doua categorie de metode consideră pământul ca un semispațiu liniar deformabil , infinit , omogen și izotrop , utilizând ca principiu de bază admiterea unei dezvoltări limitate a zonelor plastice .

Metoda de calcul constă în stabilirea stării de tensiuni în diferite puncte ale masivului de pământ și în delimitarea conturului în lungul căruia este îndeplinită la limită condiția de plasticizare . Pentru un același mod de încărcare , dezvoltarea zonelor plastice este o funcție de valoarea încărcării . Punând condiția unei anumite dezvoltări limitate a zonelor plasticizate , se obțin valorile sarcinilor care pot fi aplicate asupra masivului de pământ .

Unele metode cum este cunoscuta metodă Frolich - Puzârevski , ( 1934 ) , [ 96 ] , pentru fundațiile continue , perfect flexibile , cu încărcare uniform distribuită , pun condiția ca în nici un punct al masivului de pământ să nu existe zone plastice , sau mai exact , stabilesc condițiile în care zonele plastice își reduc dimensiunile la zero . Din punct de vedere teoretic aceste metode sunt în concordanță cu ipotezele de bază , în schimb , rezultatele care se obțin sunt prea acoperitoare și se utilizează în general prea puțin capacitatea portantă a pământului .

Metodele excluderii zonelor plastice sunt puse la punct pentru fundațiile perfect flexibile în problema plană și pentru cazul încărcărilor simple . Pentru cazul fundațiilor având un oarecare grad de rigiditate , nu există posibilitatea de aplicare a unor astfel de metode , deoarece chiar și pentru cele mai mici încărcări , starea de tensiune a pământului din imediata vecinătate a marginilor fundației depășește posibilitățile de rezistență a materialului .

Alte metode din această categorie , admit o dezvoltare limitată , fixată arbitrar , a zonelor plastice , se neglijează însă faptul că în interiorul zonelor astfel determinate se obține o depășire a criteriului de plasticitate , care în realitate nu are sens fizic , întrucât în zonele plasticizate se produce o redistribuire a tensiunilor , ceea ce face ca atât forma și extinderea zonelor aflate în stare plastică , cât și starea de tensiune din zonele plastice și liniar deformabile să fie diferite de cele rezultate din calcul . Diferențele dintre rezultatele calculelor și realitate sunt cu atât mai mari cu cât dezvoltarea zonelor plastice este mai impotrantă . Cea mai cunoscută metodă din această categorie este cea propusă de Maslov , metodă care constituie o extindere a metodei Frolich - Puzârevski , prin acceptarea apariției unei zone limitate cu deformații plastice . Maslov , ( 1949 ) , [ 148 ] propune admiterea extinderii



zonelor în care se admite plasticizarea terenului până la o adâncime  $z_{\max} = B \cdot \tan \Phi$  sub talpa fundației .

#### 4.2.2.1. Metoda Frolich - Puzărevski

Metoda Frolich - Puzărevski , ( 1934 ) , [ 96 ] , pornește de la premiza că sub talpa fundației , mai precis pe conturul acesteia , vor începe la un moment dat să apară zone de cedare plastică , care odată cu creșterea progresivă a încărcărilor se dezvoltă până în momentul cedării fundației .

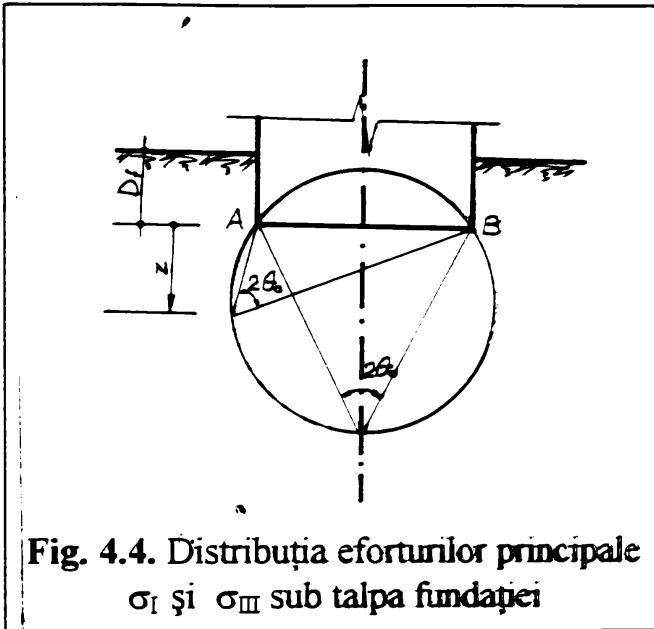


Fig. 4.4. Distribuția eforturilor principale  $\sigma_I$  și  $\sigma_{III}$  sub talpa fundației

În baza principiului suprapunerii efectelor se separă presiunea din sarcină geologică de presiunea datorată tălpii fundației și cu ajutorul relațiilor lui Boussinesque de determinare a eforturilor unitare principale pe verticala axei fundației ( Fig. 4.5. ) , tensiuni pe care le vom regăsi în fiecare punct de pe cercul care trece prin colțurile fundației ( 4.5. ) , ( 4.6. ) :

$$\sigma_I = \frac{P}{\pi} * [2 * \theta_0 + \sin 2\theta_0] + \gamma * (D + z) \quad (4.5.)$$

$$\sigma_{III} = \frac{P}{\pi} * [2 * \theta_1 + \sin 2\theta_1] + \gamma * (D - z) \quad (4.6.)$$

Înlocuind în ecuația de limită a echilibrului ( 4.7. ) expresiile analitice ale

$$\frac{\sigma_I - \sigma_{III}}{2} = \left[ \frac{\sigma_I + \sigma_{III}}{2} + c * \cot \Phi \right] * \sin \quad (4.7.)$$

tensiunilor principale , se poate exprima adâncimea  $z$  până la care se produce plasticizarea terenului ( 4.8. ) :

$$z = \frac{p * \sin 2\theta_0}{\pi * \gamma * \sin \Phi} - \frac{p}{\pi} * \frac{2 * \theta_1}{\gamma} - D - \frac{c * \cot}{\gamma} \quad (4.8.)$$

Valoarea maximă a adâncimii până la care se produce plasticizarea terenului se obține prin anularea derivatei expresiei adâncimii în raport cu unghiul  $\theta_0$  (4.9.):

$$\frac{dz}{d\theta_0} = 0 \quad (4.9.)$$

de unde rezultă :  $2 * \theta_0 = 90^\circ - \Phi$  , iar adâncimea maximă până la care se produce plasticizarea va putea fi determinată cu relația ( 4.10. ) :

$$z_{\max} = \frac{p}{\pi * \gamma} * \left[ \cot \Phi - \frac{\pi}{2} + \Phi \right] - D - \frac{c}{\gamma} * \cot \quad (4.10.)$$

În aceste condiții , atât Frolich cât și Puzârevski au impus condiția ca sub talpa fundației să nu existe zone de curgere plastică , deci  $z_{\max} = 0$  . Din relația (4.10.) rezultă presiunea maximă admisă pe care talpa fundației o poate transmite terenului de fundare ( 4.11. ) :

$$p_a = \left( 1 + \frac{\pi}{\cot \Phi + \Phi - \pi / 2} \right) * \gamma * D + \frac{\pi * \cot \Phi}{\cot \Phi + \Phi - \pi / 2} * c \quad (4.11.)$$

sau :

$$p_a = N_q * \gamma * D + N_c * c \quad (4.12.)$$

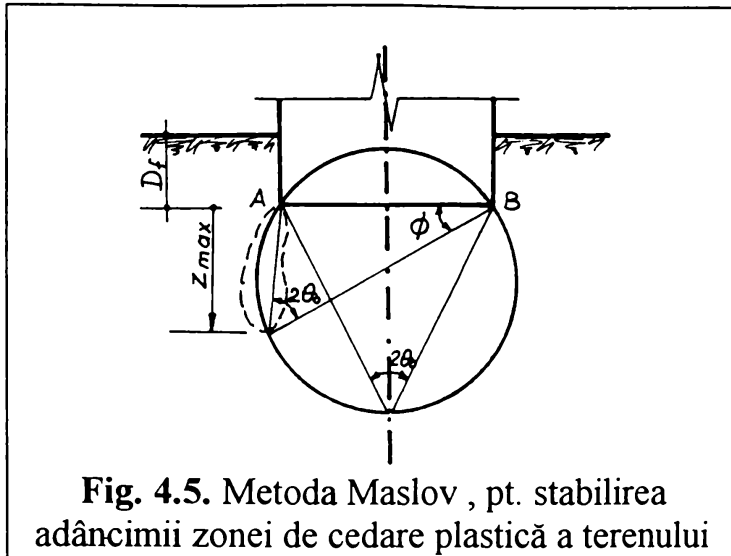
Având în vedere condiția impusă ca sub talpa fundației să nu apară fenomenul de plasticizare al terenului , capacitățile portante calculate au valori relativ mici comparativ cu rezultatele obținute prin alte metode de calcul .

#### 4.2.2.2. Metoda Maslov

Maslov , ( 1949 ) , [ 148 ] , a preluat rezultatele obținute de Frolich și Puzârevski , dar considerând prea acoperitoare valorile capacităților portante obținute de aceștia , propune acceptarea apariției unor zone de plasticizare a terenului de fundare de sub fundație , dar numai în afara conturului proiecției în plan orizontal al acesteia . Rezultă , conform Figurii 4.4. că adâncimea maximă  $z$  rezultă în funcție de lățimea tălpii fundației și de unghiul de frecare interioară al pământului  $\Phi$  ( 4.3. ) :

$$z_{\max} = B * \tan \Phi \quad (4.11.)$$

Introducând această valoare în relația ( 4.8. ) se obține similar ca în metoda Frolich - Puzârevski relația de calcul a capacității portante a terenului de fundare , însă de data aceasta se poate identifica și coeficientul de capacitate portantă  $N_\gamma$  de



**Fig. 4.5.** Metoda Maslov , pt. stabilirea adâncimii zonei de cedare plastică a terenului

expresie :

$$N_y = \frac{2 * \pi * \tan \Phi}{\cot \Phi + \Phi - \pi / 2} \quad (4.12.)$$

ceilalți doi coeficienți de capacitate portantă  $N_c$  și  $N_q$  fiind aceiași cu cei stabiliți de Frolich și Puzârevski .

#### 4.2.3. Metode bazate pe condiții limită impuse în punctele de contur ale fundației

Metodele de calcul elaborate în această idee stabilesc presiunea limită pe talpa fundației prin cercetarea condiției limită la marginile fundației , independent de condițiile de încărcare și fără a lua în considerare starea de tensiune din interiorul masivului de pământ . Astfel se studiază starea de echilibru limită a unor prisme elementare de pământ de la marginea porțiunii încărcate , admițând existența stării active Rankine sub fundație și respectiv în masivul adiacent , în imediata apropiere a marginii fundației .

Dintre metodele de calcul la elaborarea cărora s-au respectat principiile enunțate , putem aminti metodele elaborate de Rankine , ( 1857 ) , [ 96 ] , Ghersevanov , (1948) , [ 137 ] , și Caquot ( 1949 ) , [ 23 ] .

##### 4.2.3.1. Metoda Rankine

Schema de calcul concepută de Rankine ( 1857 ) , [ 96 ] , pentru determinarea capacității portante a unei fundații continue constă în considerarea unor suprafețe de alunecare plane . Conform figurii 4.6. se va pune condiția la limita echilibrului a eforturilor  $\sigma_{III}$  și  $\sigma_{III}^I$  care apar pe suprafața verticală BC .

În cazul în care nu se ia în considerare greutatea proprie a prismelor de pământ se pornește de la condiția de limită a echilibrului Mohr - Coulomb ( 4.13. ) din care se

$$\frac{\sigma_I - \sigma_{III}}{2} = \left( \frac{\sigma_I + \sigma_{III}}{2} + c * \cot \Phi \right) * \sin \quad (4.13.)$$

deduce presiunea din împingerea activă a pământului  $\sigma_{III}$  ( 4.14. ) exercitată pe suprafața BC de către presiunea critică  $p_{cr}$  prin intermediul analizei echilibrului

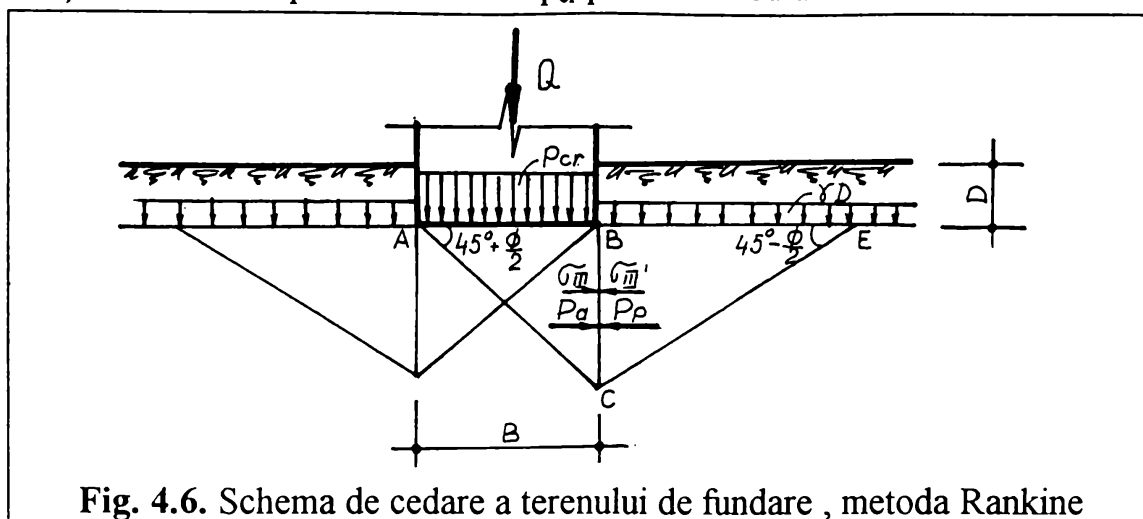


Fig. 4.6. Schema de cedare a terenului de fundare , metoda Rankine

$$\sigma_{III} = p_{cr} * K_a - 2 * c * \sqrt{K_a} \quad (4.14.)$$

prismului ABC , respectiv presiunea  $\sigma_{III}'$  ( 4.15. ) datorată rezistenței pasive opuse de prismul BCE .

$$\sigma_{III}' = \gamma * D * K_p + 2 * c * \sqrt{K_p} \quad (4.14.)$$

Egalând cele două valori , situație corespunzătoare la limita echilibrului , se obține expresia de calcul a valorii presiunii critice ( 4.16. ) :

$$p_{cr} = \gamma * D * K_p^2 + 2 * c * \sqrt{K_p} * (K_p + 1) \quad (4.16.)$$

In cazul în care se ia în considerare și greutatea prismelor de pământ , se ajunge la o expresie de forma ( 4. 17. ) :

$$p_{cr} = \gamma * D * K_p^2 + \frac{B}{2} * \gamma * \sqrt{K_p} * (K_p^2 - 1) + 2 * c * \sqrt{K_p} * (K_p + 1) \quad (4.17.)$$

care poate fi asimilată cu forma generală a relațiilor de calcul a capacității portante critice a terenurilor de fundare ( 4.18. ) :

$$p_{cr} = \gamma * D * N_q + \gamma * B * N_\gamma + c * N_c \quad (3.18.)$$

în care ,  $N_\gamma$  ,  $N_c$  și  $N_q$  sunt coeficienții de capacitate portantă , ale căror valori se găsesc în general sub formă de tabele .

#### 4.2.3.2. Metoda Ghersevanov

Prin metoda propusă de N. M. Ghersevanov , ( 1948 ) , [ 137 ] , se poate calcula capacitatea portantă a fundațiilor încărcate cu sarcini oblice aplicate centric a fundațiilor amplasate pe terenuri necoezive .

Ipoteza de bază a metodei de calcul constă în considerarea ruperii pământului care alcătuiește terenul de fundare după două plane AC și CD ( Fig. 4.13. ) și ipoteza suplimentară a lipsei de eforturi tangențiale pe planul BC

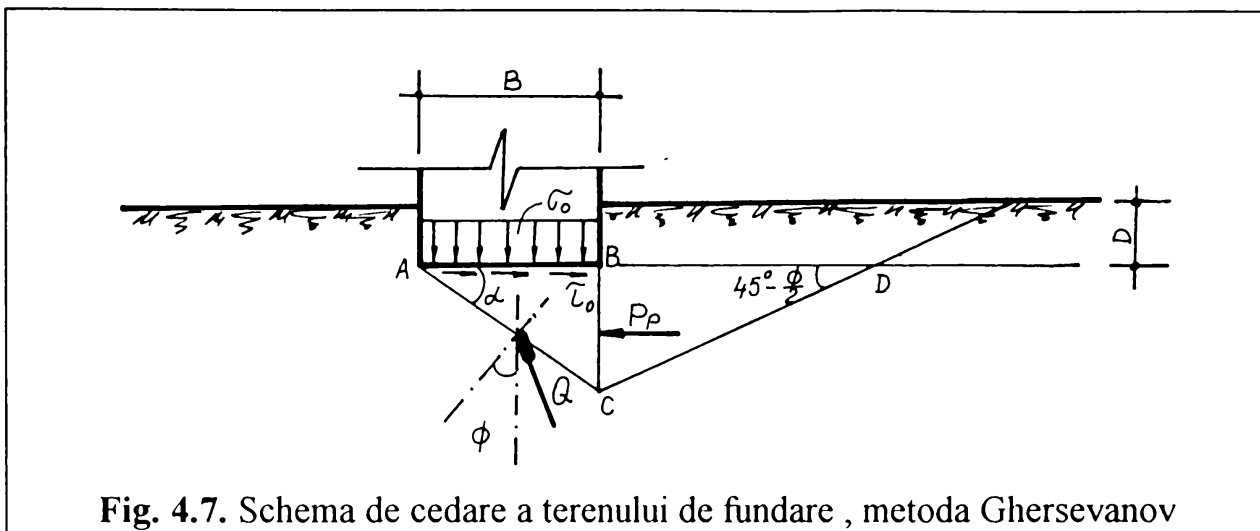


Fig. 4.7. Schema de cedare a terenului de fundare , metoda Ghersevanov

care separă cele două prisme de pământ ACB și BDC . Scriind ecuația de proiecție pe orizontală a forțelor care acționează pe prismul ABC , luând în considerare și rezistența pasivă mobilizată pe suprafața BD , Ghersevanov a obținut relația ( 4.19. ) :

$$\tau * B' = \left( \sigma * B' + \frac{\gamma * B^2 * \tan \alpha}{2} \right) * \tan(\Phi - \alpha) + \gamma * \frac{(B' * \tan \alpha + D)^2}{2} * \tan^2(\pi / 4 + \Phi / 2) \quad (4.19.)$$

în care -  $\sigma$  - este tensiunea normală pe talpa fundației sub încărcarea centrică ;  
-  $B' = B - 2 * e$  - lățimea redusă a fundației .

Unghiul  $\alpha$  pe care îl formează planul de lunecare AC cu orizontala se determină din condiția ca pentru o tensiune dată  $\sigma$  să se obțină pentru tensiunea orizontală  $\tau$  valoarea minimă . Din condiția ( 4.20. ) :

$$\frac{\partial \tau}{\partial \alpha} = 0 \quad (4.20.)$$

se obține o ecuație de gradul trei de forma ( 4.21. ) :

$$z^3 + u * z^2 + v * z + w = 0 \quad (4.21.)$$

în care -  $z = \tan \alpha ; \quad (4.22.)$

$$u = \frac{B' * (\mu - 1) + 2 * D * \mu * \tan \Phi}{2 * B' * \mu * \tan \Phi} \quad (4.23.)$$

$$v = \frac{B' * (\mu - 1) + 2 * \tan \mu * \tan \Phi}{B' * \mu * \tan^2 \Phi} \quad (4.24.)$$

$$w = \frac{2 * t * \gamma * \mu + B' * \gamma * \tan \Phi - 2 * \sigma * (1 + \tan^2 \Phi)}{2 * B' * \gamma * \mu * \tan^2 \Phi} \quad (4.25.)$$

$$\mu = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) \quad (4.26.)$$

Condiția de capacitate portantă ( stabilitate ) a fundației se determină cu ajutorul relației ( 4.27. ) :

$$k = \frac{B' * \tau}{\sum Q} \quad (4.27.)$$

Modul de calcul constă în atribuirea unghiului  $\alpha$  valori crescânde , începând cu valoarea 0 . Rezultă perechi de valori  $\tau$  ,  $\sigma$  , calculul continuându-se până se obțin pentru  $\tau$  valori negative .

Metoda duce la obținerea unor valori reduse ale capacității portante și este relativ laborioasă , necesitând rezolvarea ecuației ( 4.21. ) .

#### 4.2.3.3. Metoda Caquot

Rezultatele oferite de această metodă de calcul sunt apropiate de valorile limită ale capacității portante determinate experimental ( 1949 ) , [ 22 ] . Metoda permite luarea în considerare a adâncimii de fundare , a coeziunii specifice și a stratificației terenului de fundare .

Metoda de calcul propriuzisă utilizează o serie de coeficienți care se găsesc în tabele , ceea ce ușurează mult calculele . Metoda de calcul are la bază coeficienții de rezistență pasivă ai pământului , deduși prin aplicarea formulei lui Prandtl și prin generalizarea teoriei lui Rankine . Presiunea critică medie pe talpa fundației , se obține prin însumarea unui număr de cinci componente ale presiunii critice .

-  $p_1$  - este rezistența pe talpa fundației datorită părții din masivul de pământ situată sub planul orizontal al tăpii fundației . Pământul se consideră omogen , necoeziv și având greutate proprie , iar fundația se consideră așezată pe suprafața neîncărcată a masivului . Pentru situația când nu se ia în considerare frecarea dintre talpa fundației și teren , presiunea  $p_1$  se calculează cu relația ( 4.28. ) :

$$p_I = \gamma * \frac{B}{2} * 0,192 * \tan^2\left(45^\circ + \frac{\Phi}{2}\right) * (e^{4,55 * \tan \Phi} - 1) = \gamma * \frac{B}{2} * s_1 \quad (4.28.)$$

$p_{II}$  - reprezintă componenta datorată greutateii stratelor de pământ situate deasupra planului de fundație ( 4.29. ) :

$$p_{II} = \gamma * t * \tan^2\left(45^\circ + \frac{\Phi}{2}\right) * e^{\pi * \tan \Phi} * (1 + 0,32 * \tan^2 \Phi) = \gamma * t * s_2 * s_2' \quad (4.29.)$$

$p_{III}$  - este rezistența datorată frecării pe pereții laterali ruгоși , ai fundației , masivul de pământ fiind considerat necoeziv ( 4.30. ) :

$$p_{III} = \gamma * \frac{t^2}{B} * \tan \Phi * e^{19/30 * \tan \Phi * (4 + \tan^2 \Phi)} = \gamma * \frac{t^2}{B} * s_3 \quad (4.30.)$$

$p_{IV}$  - corespunde rezistenței pe talpa fundației datorată coeziunii părții din masiv de sub planul de fundație ( 4.31. ) :

$$p_{IV} = \frac{c}{\tan \Phi} * (s_2 + 1) \quad (4.31.)$$

$p_V$  - frecarea pe pereții laterali ai fundației , datorită coeziunii stratelor de pământ situate deasupra planului fundației ( 4.32. ) :

$$p_V = c * \frac{2 * t}{B} (1 + \sin \Phi) * e^{(\pi/2 + \Phi)} = c * \frac{2 * t}{B} * s_5 \quad (4.32.)$$

Valorile coeficienților  $s_1$  ,  $s_2$  ,  $s_2'$  ,  $s_3$  ,  $s_4$  ,  $s_5$  se găsesc în tabele iar presiunea critică pe talpa fundației se obține cu relația ( 4.33. ) :

$$p_{cr} = \gamma * \frac{B}{2} * s_1 + q * s_1 * s_2' + \frac{q * t}{B} * s_3 + \frac{c}{\tan \Phi} (s_2 - 1) + c * \frac{2 * t}{B} * s_5 \quad (4.33.)$$

sau :

$$p_{cr} = \gamma * \frac{B}{2} * N_\gamma + q * N_q + c * N_c \quad (4.34.)$$

unde :

$$N_\gamma = s_1 \quad (4.35.)$$

$$N_q = s_2 * s_2' \quad (4.36.)$$

$$N_c = (s_2 - 1) * \tan \Phi \quad (4.37.)$$

la care trebuie adăugat aportul datorat fenomenului de frecare dintre pereții laterali ai fundației și teren ( 3.38. ) :

$$p_{cr,f} = \frac{t}{B} * (q * s_3 + 2 * c * s_5) \quad (4.38.)$$

#### 4.2.4. Metode care admit apariția unor suprafețe de alunecare

Se poate afirma că în această grupă de metode se încadrează cea mai mare parte a metodelor de calcul a capacității portante a sistemelor de fundare utilizate pe scară largă . Metodele din această categorie urmăresc îndeplinirea condițiilor privind apariția unor suprafețe de alunecare în lungul cărora se produce desprinderea unei părți din masivul de pământ . Se fac ipoteze asupra formei suprafeței de alunecare și de obicei nu se fac nici un fel de ipoteze cu privire la starea de tensiune din interiorul părții de masiv pe care să se desprindă . După stabilirea acestor premise , problema constă numai în determinarea suprafețelor de rupere cele mai probabile , analizând echilibrul prismelor delimitate de suprafețele plasticizate .

Din punct de vedere al ipotezelor de bază , metodele din această categorie sunt foarte clare , iar rezultatele obținute pentru problema plană satisfac în totalitate aspectele legate de dimensionarea sistemelor de fundare directă .

În continuare se vor prezenta pe scurt trei din cele mai reprezentative metode din această categorie , și anume metodele de calcul elaborate de Terzaghi , ( 1948 ) , [ 138 ] , Meyerhof , ( 1951 ) , [ 82 ] și Berezanțev ( 1958 ) , [ 148 ] .

##### 4.2.4.1. Metoda Terzaghi

Karl Terzaghi a publicat în anul 1948 , [ 138 ] , o teorie unitară și completă privind capacitatea portantă a unei fundații continue de lățime B care descarcă pe un teren omogen . Schema de calcul adoptată este prezentată în figura 4. 8. :

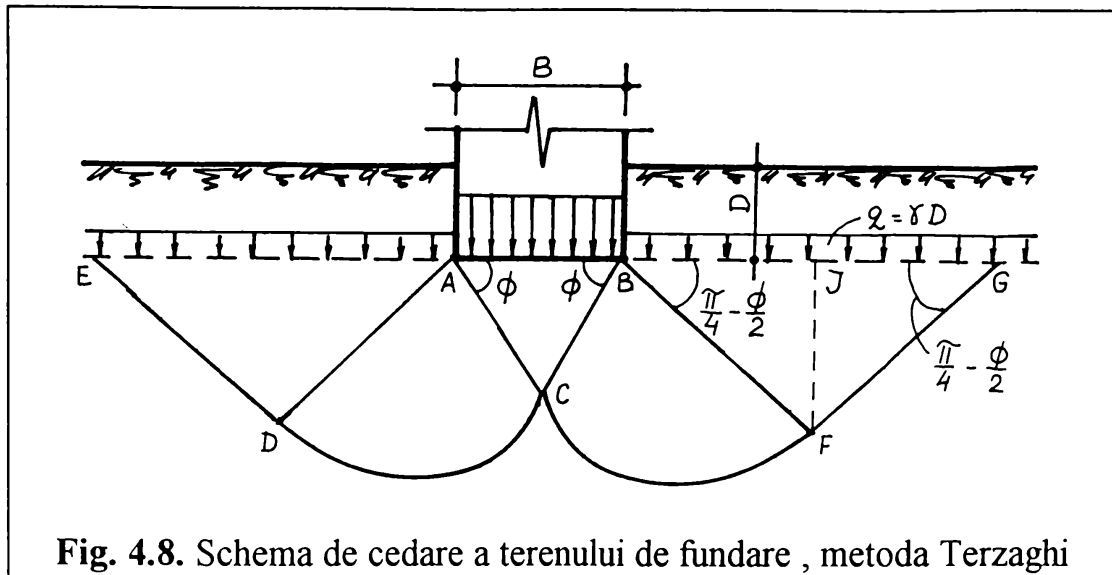
1 - Zona ABC este considerat un triunghi rigid cu o comportare elastică , unghiul pe care îl formează suprafețele AC și BC cu orizontala fiind egal cu unghiul de frecare interioară al pământului  $\Phi$  ;

2 - Zonele ACD și BCF sunt zone de forfecare radială de tip Prandtl , curbele CD și CF fiind spirale logaritmice ;

3 - Zonele ADE și BFG sunt zonele în cadrul cărora se mobilizează forțele de rezistență pasivă de tip Rankine . Suprafețele DE și FG sunt suprafețe plane și formează unghiul (  $\pi/4 - \Phi/2$  ) cu orizontala ;

4 - Terzaghi presupune că terenul care se află deasupra cotei de fundare D , poate fi înlocuit prin presiunea uniform distribuită  $q = \gamma * D$  .



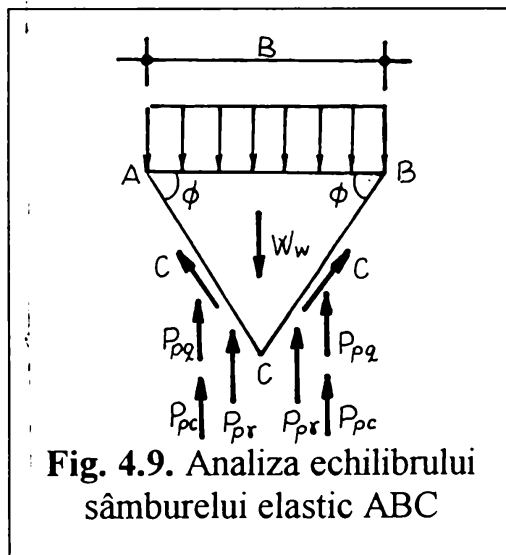


**Fig. 4.8.** Schema de cedare a terenului de fundare , metoda Terzaghi

Capacitatea portantă ultimă  $q_u$  a fundației se determină considerând rezistența pasivă mobilizată pe suprafețele AC și BC ale prismului ABC . Rezistența pasivă totală  $P_p$  se datorează suprasarcinii  $q = \gamma * D$  , coeziunii specifice  $c$  , greutateii volumice  $\gamma$  și unghiului de frecare interioară al terenului de fundare  $\Phi$  .

Rezultă conform figurii 4.9. , scriind condiția de echilibru pe verticală a forțelor care acționează asupra prismului ABC , relația ( 3.39. ) :

$$P_p = P_{pq} + P_{pc} + P_{py} \quad ( 4.39. )$$



**Fig. 4.9.** Analiza echilibrului sâmburelui elastic ABC

Trebuie remarcat faptul că direcțiile eforturilor  $P_{pq}$  ,  $P_{pc}$  și  $P_{py}$  sunt verticale , deoarece suprafețele AC și BC formează unghiul  $\Phi$  cu orizontala iar forțele mai sus menționate formează unghiul  $\Phi$  cu normalele la suprafețele AC și BC .

Pentru determinarea relațiilor de calcul ale forțelor  $P_{pq}$  ,  $P_{pc}$  și  $P_{py}$  se studiază echilibrul volumului de teren delimitat de suprafața BCFJ , pe baza principiului suprapunerii efectelor .

Astfel pentru determinarea forței  $P_{pq}$  , se consideră că  $\Phi \neq 0$  ,  $\gamma = 0$  ,  $q \neq 0$  și  $c = 0$  , de unde rezultă în final în urma scrierii ecuației de

proiecție pe verticală al forțelor care acționează asupra prismului ABC relația ( 4. 40. ) :

$$q_q = \frac{2 * P_{pq}}{B} = q * \left[ \frac{e^{2 * (3 * \pi / 4 - \Phi / 2) * \tan \Phi}}{2 * \cos^2(45^\circ + \Phi / 2)} \right] = q * N_q \quad ( 4.40. )$$

Similar pentru  $P_{pc}$  ( $\Phi \neq 0$  ;  $\gamma = 0$  ;  $q = 0$  ;  $c \neq 0$  ) ecuația de echilibru este de forma ( 4.41. ) :

$$q_c * B * 1 = 2 * 2 * \sin \Phi + 2 * P_{pc} \quad ( 4.41. )$$

respectiv :

$$q_c = c * \cot \Phi * \left[ \frac{e^{2 * (3 * \pi / 4 - \Phi / 2) * \tan \Phi}}{2 * \cos^2(\pi / 4 + \Phi / 2)} - 1 \right] = c * N_c \quad ( 4.42. )$$

sau :

$$q_c = c * \cot \Phi * ( N_q - 1 ) \quad ( 4.43. )$$

Procedând în același mod pentru determinarea forței  $P_{py}$  în situația în care  $\Phi \neq 0$  ,  $\gamma \neq 0$  ,  $q = 0$  ,  $c = 0$  scriind ecuația de echilibru ( 4.44. ) :

$$q_\gamma * B = 2 * P_{py} - W \quad ( 4.44. )$$

rezultă :

$$q_\gamma = \frac{1}{2} * \gamma * B * \left( \frac{1}{2} * K_{py} * \tan^2 \Phi - \frac{\tan \Phi}{2} \right) = \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma \quad ( 4.45. )$$

Capacitatea portantă ultimă , pentru un teren cu coeziune și frecare interioară se obține prin suprapunerea efectelor ( 4.46. ) :

$$q_u = q_q + q_c + q_\gamma \quad ( 4.46. )$$

sau

$$q_u = q * N_q + c * N_c + 1/2 * \gamma * B * N_\gamma \quad ( 4.47. )$$

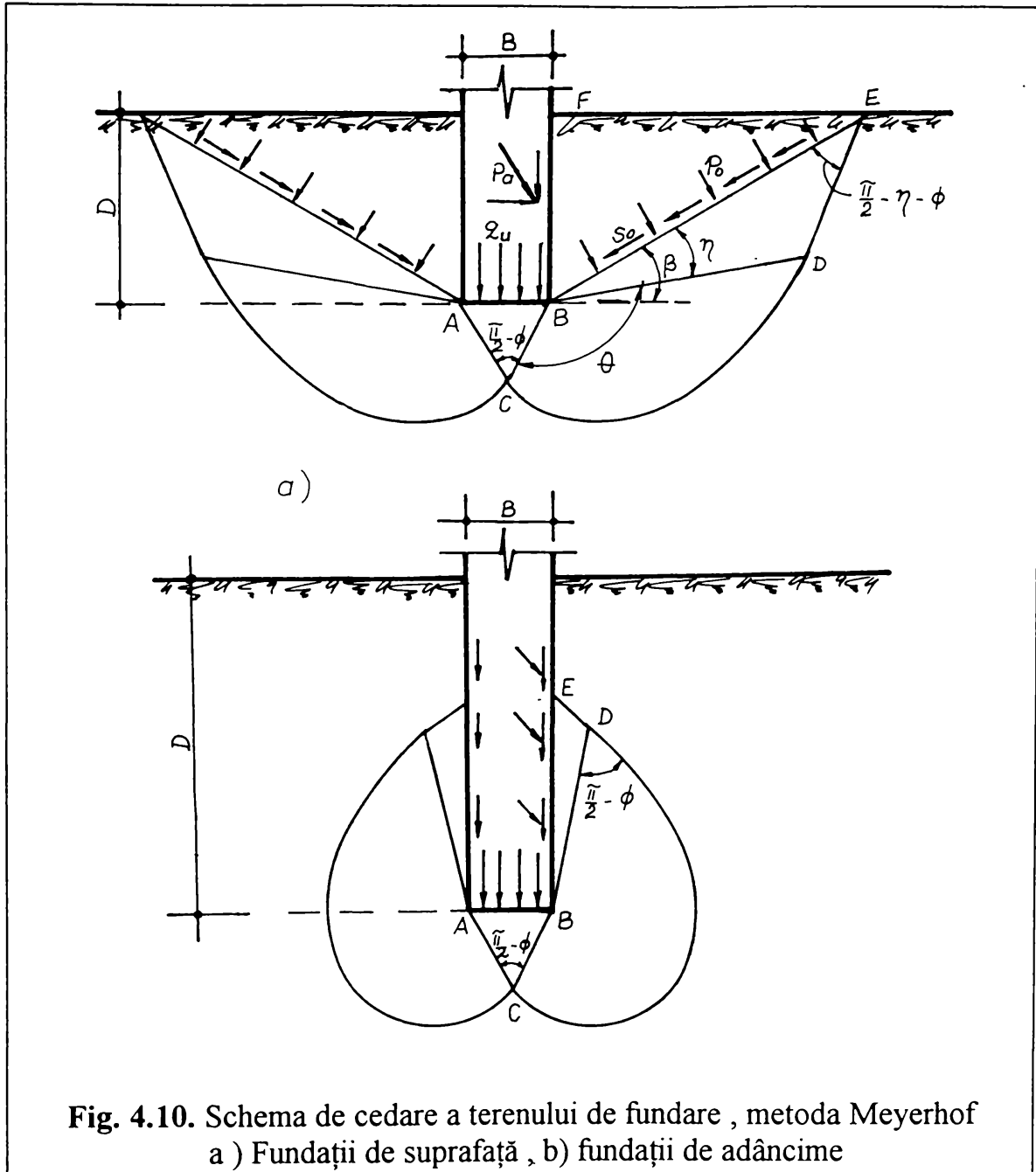
unde  $N_q$  ,  $N_c$  și  $N_\gamma$  sunt coeficienți de capacitate portantă , care depind numai de unghiul de frecare interioară al terenului de fundare și se găsesc în tabele .

Valorile acestor coeficienți au fost reprezentate și grafic ceea ce permite determinarea lor în mod mai operativ , decât prin interpolare , și totodată ne asigură posibilitatea de a observa mai clar influența valorii unghiului de frecare interioară asupra capacității portante a sistemelor de fundare .

#### 4.2.4.2. Metoda Meyerhof

În anul 1951, G. G. Meyerhof a publicat lucrarea [ 82 ] în care a prezentat teoria sa privind determinarea capacității portante a terenului de fundare sub o fundație de suprafață, respectiv de adâncime, cu talpa rugoasă.

Schema de calcul utilizată este prezentată în Figura 4.10. a pentru fundațiile de suprafață iar în Figura 4.10. b pentru cele de adâncime.



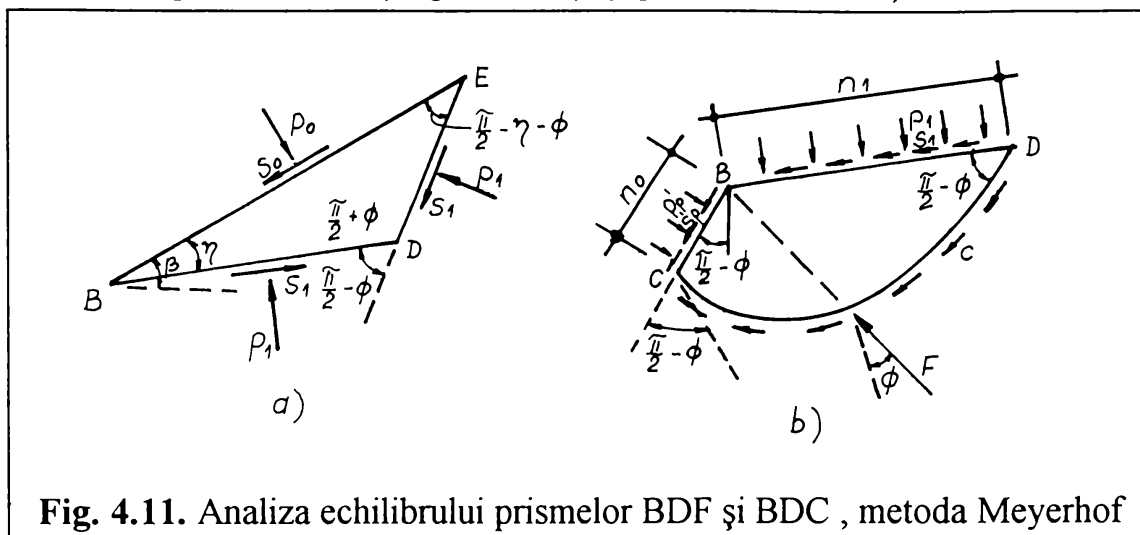
Pentru fundațiile de suprafață, triunghiul ABC se consideră un corp rigid, cu o comportare elastică, BCD este o zonă supusă la eforturi de forfecare radiale, arcul CD fiind definit ca o spirală logaritmică, iar suprafața BDEF este o zonă de

forfecare , mărimea acestor eforturi de forfecare depinde de adâncime și de rugozitatea fundației . Suprafața plană BE poate fi definită ca o suprafață echivalentă liberă , volumul de pământ EFD fiind înlocuit prin eforturile  $p_0$  și  $s_0$  .

Pentru a determina mărimea și ponderea pe care le au coeziunea specifică (  $c$  ) , cota de fundare (  $p_0$  ,  $s_0$  și  $\gamma$  ) , precum și dimensiunile în plan ale fundației asupra capacității portante , se utilizează metoda suprapunerii efectelor .

Pentru determinarea coeficienților de capacitate portantă  $N_c$  și  $N_q$  se consideră  $\gamma = 0$  ,  $\Phi \neq 0$  ,  $p_0 \neq 0$  și  $c \neq 0$  .

Izolând prismul BDE ( Fig. 4.11. a ) și punând în evidență toate eforturile



**Fig. 4.11.** Analiza echilibrului prismelor BDF și BDC , metoda Meyerhof

care acționează asupra lui , se determină eforturile  $s_1$  și  $p_1$  care acționează pe suprafețele BD și DE .

Rezultă :

$$p_1 = \frac{c + p_1 * \tan \Phi}{\cos \Phi} [\sin(2 * \eta + \Phi) - \sin \Phi] + p_0 \quad (4.48.)$$

iar  $s_1 = c + p_1 * \tan \Phi \quad (4.49.)$

și  $s_0 = m * (c + p_0 * \tan \Phi) \quad (4.50.)$

unde  $m$  - este gradul de mobilizare al efortului de forfecare (  $0 \leq m \leq 1$  )

Considerând echilibrul prismului BCD , arcul CD fiind o spirală logaritmică de ecuație ( 4.51 ) :

$$r_1 = r_0 * e^{\theta * \tan \Phi} \quad (4.51.)$$

se scrie o ecuație de echilibru ale momentelor în raport cu punctul B ( 4.52. ) :

$$p_1 * \left(\frac{r_1^2}{2}\right) - p'_p * \left(\frac{r_0^2}{2}\right) + M_c = 0 \quad (4.52.)$$

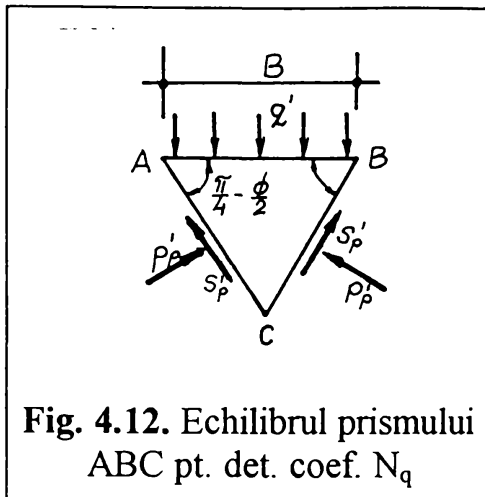


Fig. 4.12. Echilibrul prismului ABC pt. det. coef.  $N_q$

rezultă :

$$p'_p = p_1 * e^{2*\theta*\tan\Phi} + c * \cot\Phi * (e^{2*\theta*\tan\Phi} - 1) \quad (4.53.)$$

respectiv

$$s'_p = (c + p_1 * \tan\Phi) * e^{2*\theta*\tan\Phi} \quad (4.54.)$$

Analizând în final echilibrul prismului de pământ ABC ( Fig. 4.12. ) printr-o ecuație de proiecție pe verticală , rezultă încărcarea maximă admisă  $q^I$  pe fundație ( 4.55. ) :

$$q^I = c * \left\{ \cot\Phi * \left[ \frac{(1 + \sin\Phi) * e^{2*\theta*\tan\Phi}}{(1 - \sin\Phi) * \sin(2 * \eta + \Phi)} - 1 \right] + p_0 * \left[ \frac{(1 + \sin\Phi) * e^{2*\theta*\tan\Phi}}{(1 - \sin\Phi) * \sin(2 * \eta + \Phi)} \right] \right\} \quad (4.55.)$$

sau

$$q^I = c * N_c + p_0 * N_q \quad (4.56.)$$

Având în vedere faptul că unghiul  $\eta$  respectiv  $\theta$  depind de gradul de mobilizare al eforturilor de forfecare , pentru cazul când  $m = 0$  se obține  $\eta = \pi/4 + \Phi/2$  și  $\theta = \Phi/2$ , respectiv coeficienții de capacitate portantă  $N_q$  și  $N_c$  vor avea următoarele expresii de calcul ( 4.57. ) respectiv ( 4.58. ) :

$$N_q = e^{\pi*\tan\Phi} * \left(\frac{1 + \sin\Phi}{1 - \sin\Phi}\right) \quad (4.57.)$$

$$N_c = (N_q - 1) * \cot\Phi \quad (4.58.)$$

Pentru determinarea coeficientului de capacitate portantă  $N_\gamma$  ( pentru cazul când se consideră  $\gamma \neq 0$  ,  $\Phi \neq 0$  ,  $p_0 = 0$  și  $c = 0$  ) , se scrie ecuația de echilibru a prismului BCDE ( Fig. 4.10. ) . Momentul tuturor forțelor care acționează asupra acestui prism se calculează în raport cu un punct O , care se determină prin încercări din condiția ca  $P_{py}$  să fie minim . Din ecuația de echilibru pe verticală a prismului ABC ( Fig. 4.13. ) , va rezulta încărcarea maximă admisă pe teren  $q^{II}$  care poate fi transmisă terenului ( 3.59. ) :

$$q'' = \frac{\gamma * B}{2} * \left[ \frac{4 * P_{pr} * \sin(\pi / 4 + \Phi / 2)}{\gamma * B^2} - \frac{1}{2} * \tan(\pi / 4 + \Phi / 2) \right] \quad (4.59.)$$

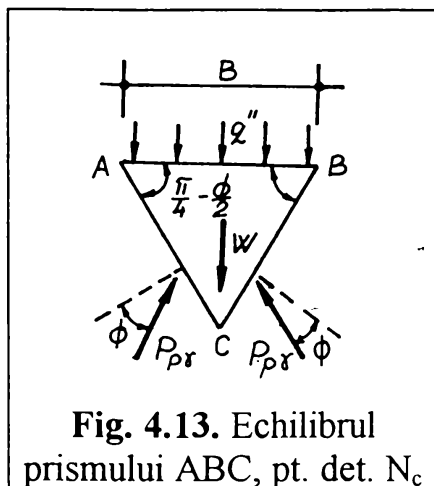


Fig. 4.13. Echilibrul prismului ABC, pt. det.  $N_c$

sau 
$$q'' = \frac{1}{2} * \gamma * B * N_c \quad (4.60.)$$

De unde rezultă capacitatea portantă globală a fundației (4.61) :

$$q_u = q' + q'' = c * N_c + p_0 * N_q + \frac{1}{2} * B * \gamma * N_\gamma \quad (4.61.)$$

Această relație utilizată pe scară largă astăzi în lume , este valabilă pentru fundații continue . Pentru fundațiile izolate , ea a fost completată cu o serie de coeficienți de către DeBeer , Hansen și Meyerhof pentru a putea fi aplicată și în cazul fundațiilor izolate și a unor sarcini aplicate excentric .

#### 4.2.4.3. Metoda Berezanțev

V. G. Berezanțev ( 1958 ) , [ 148 ] a pornit de la determinarea pe scară

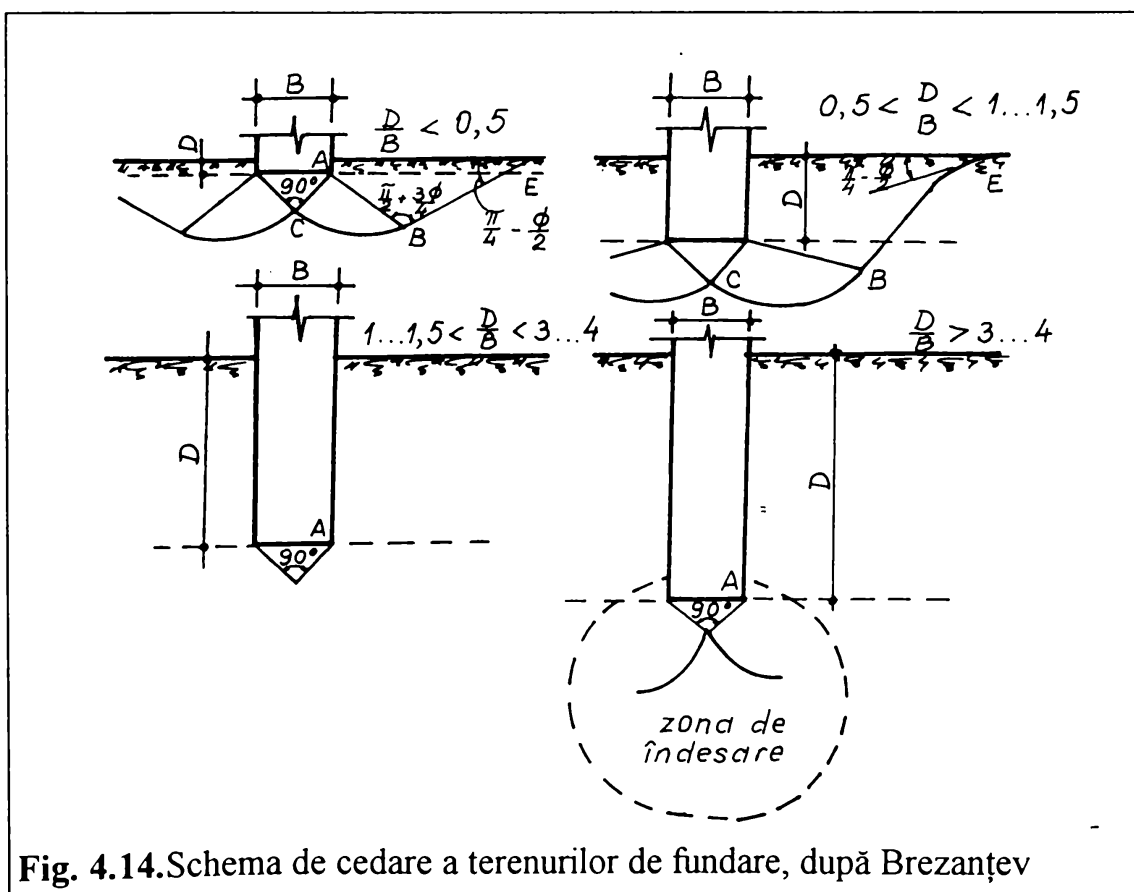
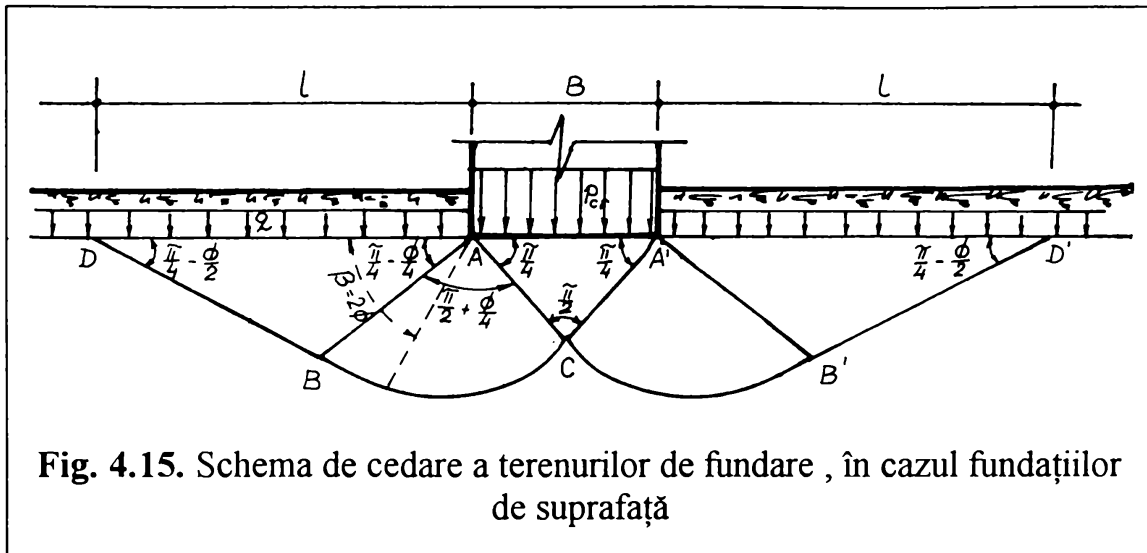


Fig. 4.14. Schema de cedare a terenurilor de fundare, după Brezanțev

experimentală a patru moduri diferite de cedare a terenurilor nisipoase , sub talpa unei fundații ( Fig. 4.14. ) , în funcție de raportul dintre cota de fundare D și lățimea tălpii fundației , B .

Conform schemei de cedare a terenului prezentată în Figura 4.14. a , și constatând că unghiul de frecare interioară  $\Phi$  al terenului de fundare are o aceeași valoare medie pentru tot intervalul de tensiuni normale din zona de rupere , s-a observat că sub fundație se formează un sâmbure elastic de forma unui triunghi dreptunghic isoscel și are loc o refulare simetrică bilaterală .

Forma zonei intermediare , s-a constatat , ținând seama de rezultatele obținute de Sokolovski , ca este limitată de o spirală logaritmică a cărei intersecție cu razele vectoriale se face sub un unghi de cca.  $(\pi/4 - 3*\Phi/4)$  , ( Fig. 4.15. ) :



**Fig. 4.15.** Schema de cedare a terenurilor de fundare , în cazul fundațiilor de suprafață

Ecuțiile analitice ale spiralelor logaritmice CB și CB<sup>1</sup> sunt de forma (4.62.):

$$r = \frac{B}{\sqrt{2}} * e^{(3/4*\pi - \beta) * \tan 3/4*\Phi} \quad (4.62.)$$

Ecuția liniilor de alunecare din familia a doua , conform teoriei lui Sokolovski , este dată de ecuația diferențială ( 4.63. ) :

$$\frac{d\sigma}{ds} - 2 * \sigma * \tan \Phi * \frac{d\theta}{ds} = -\gamma * \frac{\cos \theta}{\cos \Phi} \quad (4.63.)$$

în care unghiul  $\theta$  este unghiul format de tangenta la suprafețele de alunecare din prima familie , cu axa Ox .

Integrând ecuația ( 4.63. ) , pornind de la condițiile de pe limita AB a zonei pasive Rankine și ținând seama de ecuația ( 4.62. ) a suprafeței de lunecare BC și B<sup>1</sup>C se pot obține valorile tensiunii totale pe fețele AC și A<sup>1</sup>C<sup>1</sup> ale sâmburelui elastic.

Din ecuația de echilibru pe verticală a sâmburelui elastic rezultă presiunea critică medie pe talpa fundației sub forma ( 4.64. ) :

$$p_{cr} = A_0 * \gamma * B + B_0 * q + C_0 * c \quad ( 4.64. )$$

unde  $A_0$  ,  $B_0$  și  $C_0$  sunt factorii de capacitate portantă care pot fi transcriși în notațiile uzuale sub forma ( 4.65. a , b , c ) :

$$A_0 = N_\gamma / 2 \quad , \quad B_0 = N_q \quad , \quad C_0 = N_c \quad ( 4.65. a,b,c)$$

Factorii de capacitate portantă  $N_\gamma$  calculați cu formula lui Berezanțev au valori cu 30 ... 40 % mai reduse decât cei ai lui Sokolovski și valori mai mari pentru ceilalți doi factori de capacitate portantă . Valorile mai mici ale factorului  $N_\gamma$  se explică prin reducerea volumelor refulate și prin limitarea zonelor de plasticizare datorită spiralelor logaritmice considerate .

#### **4.2.5. Metode care au la bază teoria stării integrale de eforturi limită a masivelor de pământ**

Metoda avută în vedere consideră întregul masiv în stare de eforturi limită , fiind valabile legile de bază ale mecanicii corpurilor continue , pentru cazul deformațiilor mici , precum și legile deformațiilor elasto-plastice .

Teoria elaborată de Sokolovski ( 1953 ) , [ 148 ] , poate fi extinsă și pentru cazul masivelor de pământ anizotrope și poate fi folosită pentru forme diferite de o dreaptă ale curbei intrinseci a materialului din care este alcătuit terenul de fundare .

##### **4.2.5.1. Metoda Sokolovski**

V. V. Sokolovski ( 1953 ) , [ 148 ] , a elaborat o teorie generală care permite rezolvarea , pe baze matematice a problemei eforturilor limită în mecanica mediilor dișperse . Se numește masiv în stare de echilibru limită acel masiv care este pe punctul de a-și pierde stabilitatea iar condiția de plasticitate Mohr-Coulomb (  $\tau = \sigma * \tan \Phi + c$  ) este îndeplinită în toate punctele suprafeței în lungul căreia se produce desprinderea .

Ecuațiile de bază ale teoriei stării de eforturi limită sunt cele două ecuații statice de echilibru și condiția de plasticizare ( 4.66. a , b , c ) :

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = X \quad ( 4.66 a )$$



$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = Y \quad (4.66. b)$$

$$(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4 * \tau_{xy}^2 = (\sigma_x + \sigma_y + 2 * c * \cot \Phi)^2 * \sin^2 \quad (4.66. c)$$

unde X și Y reprezintă forțele volumice .

Sistemul de trei ecuații diferențiale cuprinde un număr de trei necunoscute ,  $\sigma_x$  ,  $\sigma_y$  și  $\tau_{xy}$  , astfel încât problema este static determinată dacă se cunosc condițiile de margine .

Pentru rezolvarea sistemului , Sokolovski introduce două noi variabile , o funcție  $\sigma(\sigma_1, \sigma_3)$  , care reprezintă de fapt efortul mediu echivalent și o a doua variabilă  $\theta$  , care este unghiul format de direcția tensiunii principale  $\sigma_1$  cu axa Ox ( Fig. 4.16. ) :

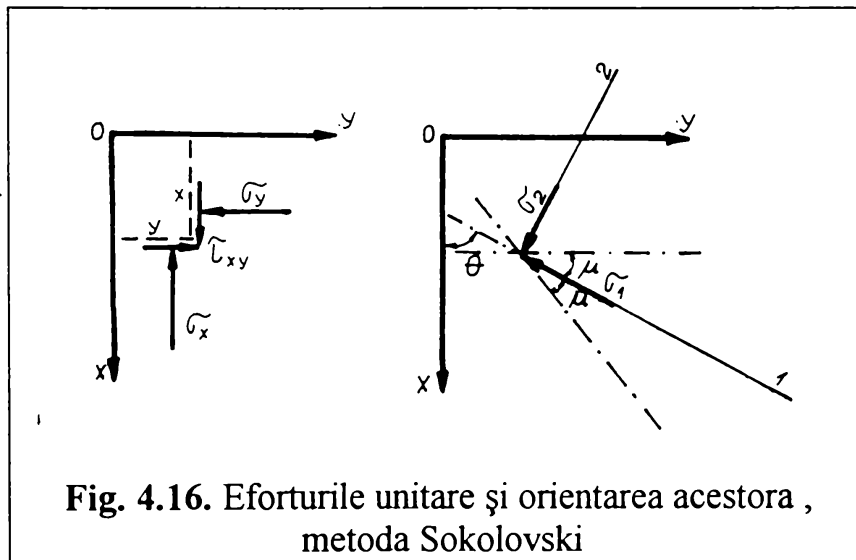


Fig. 4.16. Eforturile unitare și orientarea acestora , metoda Sokolovski

Prin introducerea noilor variabile , care conțin implicit condiția de plasticitate , din sistemul de ecuații ( 4.66. ) se obține un sistem de ecuații diferențiale cu derivate parțiale , ale cărui soluții ( 4.67. ) reprezintă o suprafață

$$\begin{aligned} \sigma &= \sigma ( x , y ) \\ \theta &= \theta ( x , y ) \end{aligned} \quad (4.67.)$$

generalizată ( S ) în planul cu patru dimensiuni ( x , y ,  $\sigma$  ,  $\theta$  ) generată de două familii de curbe caracteristice ( Fig. 4.17. ) ale căror ecuații caracteristice sunt date

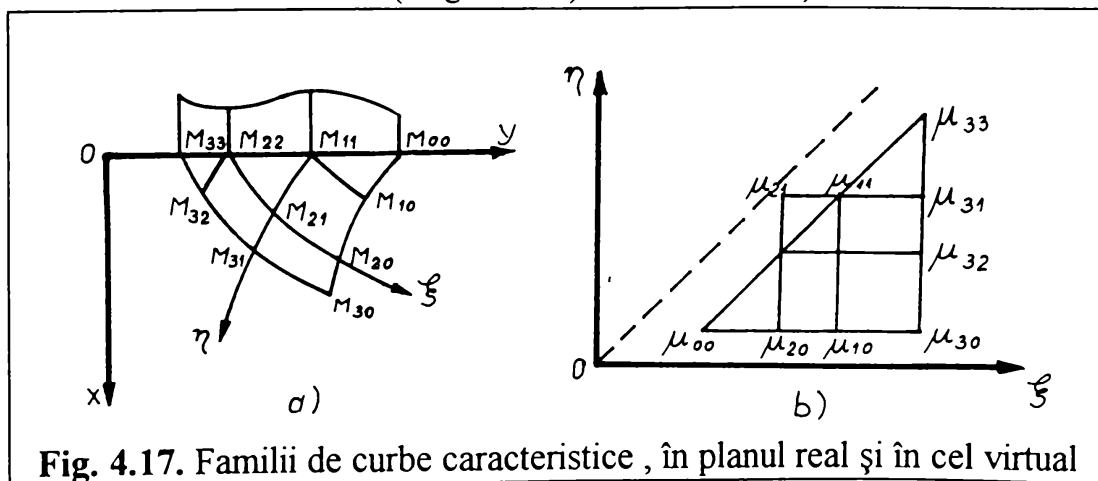


Fig. 4.17. Familii de curbe caracteristice , în planul real și în cel virtual

de sistemele de ecuații ( 4.68. ) și ( 4.69. ) :

- pentru prima familie de curbe caracteristice :

$$\begin{aligned}\frac{dy}{dx} &= \tan(\theta + \mu) \\ \frac{d\xi}{dx} &= a\end{aligned}\tag{ 4.68. }$$

- pentru a doua familie de curbe caracteristice :

$$\begin{aligned}\frac{dy}{dx} &= \tan(\theta - \mu) \\ \frac{d\eta}{dx} &= b\end{aligned}\tag{ 4.69. }$$

Curbele caracteristice au un sens fizic bine determinat , ele reprezentând curbele directe ale suprafețelor de alunecare . Astfel dacă se cunosc valorile variabilelor  $x$  ,  $y$  ,  $\xi$  și  $\eta$  în lungul a două direcții , problema se rezolvă în întreg domeniul .

Dacă sarcina  $p(y)$  este oarecare , porțiunea pe care acționează se descompune în porțiuni în care sarcina este monotonă ( Fig. 4.17. a ) . În planul  $\xi O \eta$  se obține o figură combinată , corespunzătoare zonelor de alunecare din planul  $xOy$  . Pentru o mai bună urmărire a corespondenței punctelor din cele două plane , planul  $\xi O \eta$  se consideră format din mai multe plane suprapuse , care se abat ca în Figura 4.15. b . Găsirea soluției în întreg domeniul se reduce în acest caz la rezolvarea succesivă a problemelor Cauchy și Goursat ( problema condițiilor de contur ) .

Metoda propusă de Sokolovski are meritul de a fi o teorie generală care permite rezolvarea pe baze matematice exacte și în mod unitar a tuturor categoriilor de probleme de eforturi limită care se pot ivi în mecanica mediilor disperse ( capacitate portantă , împingerea pământului , stabilitatea taluzurilor ) . Rezolvarea unei probleme concrete presupune însă un volum mare de calcule , care în mod obișnuit erau conduse în tabele , azi existând însă programe de calcul automat care rezolvă aceste probleme prin mijloacele specifice calculatoarelor personale .

#### **4.2.6. Metode care țin seama de coexistența zonelor elastice și plastice în interiorul masivului de pământ , în momentul pierderii stabilității**

##### **4.2.6.1. Metoda elementului finit**

Abordarea problemei analizei echilibrului masivelor de pământ , cuprinzând atât zone aflate în stare elastică cât și în stare plastică , nu și-a găsit rezolvarea încă

printr-o metodă generală , care să cuprindă ipoteze , o metodologie de calcul și în final o teorie unitară , cu un grad mai mare sau mai mic de generalitate .

Posibilitățile oferite prin utilizarea calculatoarelor electronice au permis modelarea acestor fenomene prin metoda elementului finit .

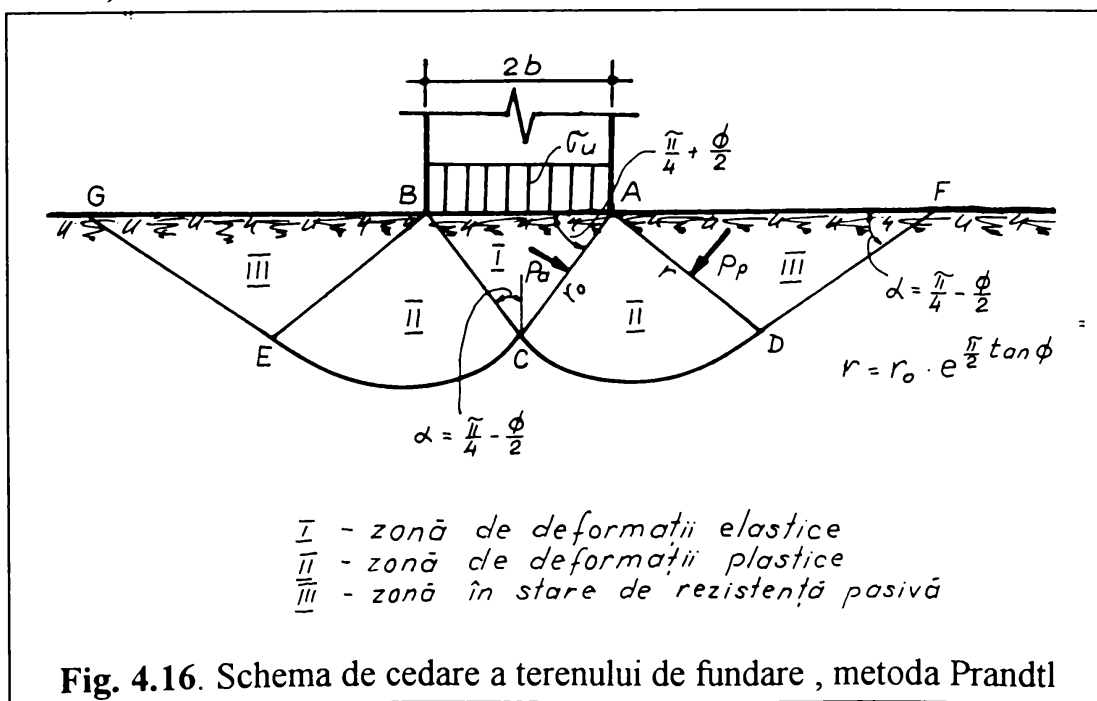
Pentru modelarea comportării elasto-plastice a terenului de fundare , au fost elaborate o serie de procedee specifice de calcul , care țin seama de modificarea caracteristicilor fizico-mecanice ale pământurilor în raport cu starea de tensiune și de deformație din interiorul acestora .

Deoarece în cadrul lucrării de față , un întreg capitol este dedicat problemei studiului prin metoda elementelor finite a sistemelor de fundare , în acest paragraf nu se va mai aborda acest aspect .

Prandtl ( 1920 ) , [ 32 ] , studiind fenomenele legate de poansonarea și ambutisarea metalelor la rece , a elaborat o metodă de calcul a capacității portante a terenurilor de fundare , stabilind zona de extindere în teren a deformațiilor plastice de sub fundație . Relațiile stabilite de Prandtl însă ( având în vedere ipotezele de calcul adoptate ) se referă în principal la pământurile coezive , cu unghiul de frecare interioară egal cu zero .

#### 4.2.6.2. Metoda Prandtl

Metoda de calcul a capacității portante a unei fundații continue , elaborată de L. Prandtl , ia în considerare fenomenele legate de pătrunderea unui corp solid , cu suprafața plană și orizontală de lățime  $2 * b$  , într-un mediu semi-infinit , considerând pământul omogen , deformabil și izotrop . La suprafața de contact dintre fundație și teren nu se iau în considerare eventualele forțe de frecare care pot apare ( Fig. 4.18. )



Prin aplicarea presiunii verticale  $\sigma_u$ , prin intermediul unui corp rigid, cu suprafața AB, în mediul deformabil se formează un triunghi ABC care se va deplasa în jos. În consecință, suprafețele ADF respectiv BEG vor fi împinse înspre lateral și în sus, pe direcția suprafețelor DF respectiv EG, prin intermediul suprafețelor intermediare ACD și BCE, care sunt delimitate pe traseul CD respectiv CE de două spirale logaritmice.

În triunghiul ABC predomină eforturile verticale, dar apar și tensiuni orizontale, datorită împingerilor active exercitate pe suprafețele AC și BC. Volumul triunghiului ABC se consideră ca fiind un corp rigid fără greutate proprie.

Între suprafețele ADF respectiv BEG și triunghiul din mijloc ABC, sunt dispuse două suprafețe ACD și BCE care se vor afla într-o stare de deformare plastică.

Aplicând teoria lui Mohr, privind starea de eforturi și utilizând funcțiile Airy, pentru a descrie starea de eforturi, Prandtl a obținut o ecuație diferențială de ordinul doi, a cărei soluție reprezintă expresia analitică a capacității portante ultime  $\sigma_u$  (4.70.):

$$\sigma_u = \frac{c}{\tan \Phi} [\tan^2(\pi/4 + \Phi/2) * e^{\pi * \tan \Phi} - 1] \quad (4.70.)$$

În cazul în care terenul de fundare este alcătuit dintr-un pământ coeziv fără frecare interioară ( $\Phi = 0$ ), valoarea capacității portante ultime se determină cu relația (4.71.):

$$\sigma_u = 5,14 * c \quad (4.71.)$$

Metoda de calcul a capacității portante, elaborată de Prandtl a fost dezvoltată de Reissner și Caquot, care au stabilit relațiile de calcul și pentru coeficienții de capacitate portantă  $N_\gamma$  și  $N_q$ .

### 4.3. Precizări critice privind metodele de calcul a capacității portante a sistemelor de fundare

Practic toate metodele de calcul menționate anterior, permit calculul capacității portante cu o relație generală, funcție de trei coeficienți,  $N_c$ ,  $N_\gamma$  și  $N_q$  sau  $N_1$ ,  $N_2$  și  $N_3$ , care depind în exclusivitate de unghiul de frecare interioară  $\Phi$  al terenului natural.

Diferențele între metodele de calcul enunțate constau în valorile diferite care s-au obținut pentru coeficienții de capacitate portantă.

Valorile care s-au obținut se pot clasifica în două mari grupuri, funcție de stările extreme de solicitare.

Primul grup de metode indică o încărcare pentru care stabilitatea masivului de pământ nu va avea nimic de suferit , depășirea acestei încărcări neinfluențând stabilitatea masivului (Maslov , Frolich - Puzărevski ,  $p_{pl}$  conform STAS 3300/2-85) de pământ .

Al doilea grup de metode , corespunde determinării încărcării din momentul cel mai defavorabil în care s-a ajuns la iminența pierderii totale și bruște a stabilității ( Terzaghi , Meyerhof , Rankine , Caquot , Prandtl , B&B Hansen ,  $p_{cr}$  conform STAS 3300/2-85 ) .

Metodele de calcul prezentate nu analizează modul în care se face trecerea de la prima stare de încărcare limită la starea de încărcare corespunzătoare momentului pierderii stabilității fundației .

Se poate observa că cele mai mari diferențe se înregistrează la valorile coeficientului de capacitate portantă  $N_\gamma$  , care determină influența lățimii tălpii fundației asupra capacității portante . Valorile coeficienților de capacitate portantă  $N_q$  și  $N_c$  , acceptate de majoritatea cercetătorilor sunt cele stabilite de Meyerhof .

Diferențele care se constată de la un autor la altul se datorează următoarelor aspecte :

- forma diferită a suprafețelor de alunecare - cedare considerate ;
- efectul frecării dintre talpa fundației și teren ;
- modul în care a fost definită condiția de cedare , respectiv de pierdere a stabilității fundației ;
- influența masei de pământ aflată deasupra nivelului tălpii fundației .

Pentru a determina ponderea influenței fiecăruia dintre acești factori asupra capacității portante a sistemelor de fundare , ar trebui efectuate o serie foarte mare de încercări de teren la scara 1:1 . Aceste încercări însă , datorită costului ridicat pot fi executate numai într-un număr limitat , ceea ce nu permite determinarea influenței fiecărui coeficient în parte asupra capacității portante globale a fundației , care se determină experimental . Dacă se mai ține seama și de marea varietate a terenurilor de fundare , care au o comportare diferită în funcție de caracteristicile fizice și mecanice ale pământurilor , problema determinării pe cale experimentală a capacității portante a unui teren de fundare devine o problemă practic imposibil de rezolvat .

În aceste condiții trebuie să se accepte soluțiile teoretice de calcul a capacității portante a sistemelor de fundare , teorii care pot fi îmbunătățite prin adoptarea unor ipoteze care și-au dovedit viabilitatea .

Analizând sub aceste aspecte problema determinării capacității portante a unor noi sisteme de fundare , rezultă ca necesară cunoașterea metodelor de calcul existente pentru a putea utiliza experiența acumulată pe plan teoretic în acest domeniu .

În continuare se vor prezenta o serie de detalii de care se va ține seama la elaborarea metodei de calcul a capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate care va fi prezentată în continuare .

a - Mobilizarea suprafețelor de alunecare în momentul cedării terenului are loc în general numai în cazul pământurilor îndesate . În caz contrar , apar concomitent atât deformații elastice cât și deformații plastice . Absența unei suprafețe de cedare bine definită poate introduce erori importante în calculul capacității portante în cazul în care se produc tasări importante ale terenului de fundare înainte de cedarea acestuia .

În cazul fundațiilor executate în gropi ștanțate , datorită tehnologiei de execuție a gropilor de fundație și în special datorită realizării bulbului, se obține îndesarea terenului de sub fundație , ceea ce crează condițiile mobilizării unor suprafețe de alunecare clar definite .

b - Unghiul de frecare interioară al terenului de fundare ,  $\Phi$  are , putem afirma, cea mai mare influență asupra capacității portante a unui teren de fundare . Valoarea unghiului de frecare interioară al terenului depinde de starea de tensiune din teren și totodată depinde de modul de determinare al acestuia .

Datorită sensibilității capacității portante la valoarea unghiului de frecare interioară , calculul de determinare al capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate , care descarcă pe un material compozit , alcătuit din terenul natural și materialul granular de adăus , trebuie să țină seama de valorile diferite ale unghiurilor de frecare internă diferite ale celor două materiale . În continuarea acestui capitol se va prezenta o metodă de calcul propusă de autor pentru calculul capacității portante a unui teren de fundare alcătuit din două materiale diferite .

c - O altă cauză a erorilor introduse în calcul constă în ipotezele , respectiv metodele de determinare a coeficienților de capacitate portantă . Astfel în general nu se ține seama de greutatea prismelor de pământ care se deplasează în momentul cedării fundației , la determinarea coeficienților de capacitate portantă  $N_q$  și  $N_c$  . De asemenea , condițiile de cedare considerate nu sunt întotdeauna aceleași . De exemplu Terzaghi ( 1948 ) , [ 138 ] , consideră că suprafața de alunecare la determinarea coeficientului  $N_\gamma$  diferă de suprafețele de alunecare care corespund condițiilor pentru determinarea valorilor minime ale coeficienților de capacitate portantă  $N_q$  și  $N_c$  .

d - Datorită mecanismului progresiv de cedare al terenului de fundare și a mobilizării diferite a rezistenței la forfecare în lungul suprafețelor de cedare , condițiile de echilibru considerate în metodele de calcul teoretic nu corespund în totalitate cu situația reală din momentul cedării fundației. Astfel în momentul cedării terenului , în cazul unor pământuri afânate , acestea se vor îndesa , ceea ce are drept consecință o creștere a rezistenței la forfecare a pământurilor . În cazul pământurilor îndesate , fenomenul acesta se manifestă prin afânarea pământului și în consecință are loc o reducere a rezistenței la forfecare . Aceste fenomene se pot observa însă numai la încercările efectuate pe fundații la scara 1:1 . Rezultatele care se obțin pun în evidență capacități portante mai reduse decât cele estimate

pentru fundații amplasate pe terenuri îndesate și capacități portante mai ridicate pentru fundațiile amplasate pe pământuri afânate .

Datorită faptului că bulbul din material granular de adaus este întotdeauna în stare îndesată , trebuie să se țină seama de posibilitatea ca în realitate capacitatea portantă să fie mai redusă decât cea rezultată din calcul , corectarea acestei erori putând să se realizeze prin aprecierea cât mai realistă a valorilor unghiurilor de frecare internă a materialului granular de adaus și cel al terenului natural îndesat în urma ștanțării gropii de fundație .

e - Alura suprafeței de lunecare care în mod frecvent se consideră ca o spirală logaritmică nu respectă în totalitate această curbă , abaterea fiind influențată și de raportul dintre cota de fundare și lățimea tălpii fundației . La fundațiile executate în gropi ștanțate , o influență semnificativă o va avea și faptul că suprafața laterală a acestora este o suprafață înclinată . De aceea va trebui să se țină seama și de acest aspect la determinarea capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate .

f - Considerațiile prezentate până în prezent se confirmă în totalitate numai în cazul unor terenuri de fundare alcătuite din pământuri necoezive . În cazul unor pământuri coezive se manifestă înaintea cedării fundației , într-o măsură mai mare sau mai mică , și o deformație plastică . Deoarece însă , în cazul fundațiilor executate în gropi ștanțate , bulbul asigură în cea mai mare parte sporul de capacitate portantă față de sistemele clasice de fundare , iar acesta este alcătuit din materiale granulare , necoezive , îndesate , deformațiile plastice care pot apare pot fi considerate nesemnificative .

g - Un ultim aspect de care trebuie să se țină seama la determinarea capacității portante a sistemelor de fundare , conform metodelor teortice prezentate anterior , constă în faptul că toate aceste teorii analizează această problemă în stare plană de tensiuni . Datorită faptului că în realitate fundațiile se realizează într-un spațiu tridimensional , conlucrarea dintre fundații și teren asigură un spor semnificativ de capacitate portantă , care poate fi apreciat pe baza încercărilor de probă efectuate pe modele sau pe fundații executate la scara 1:1 .

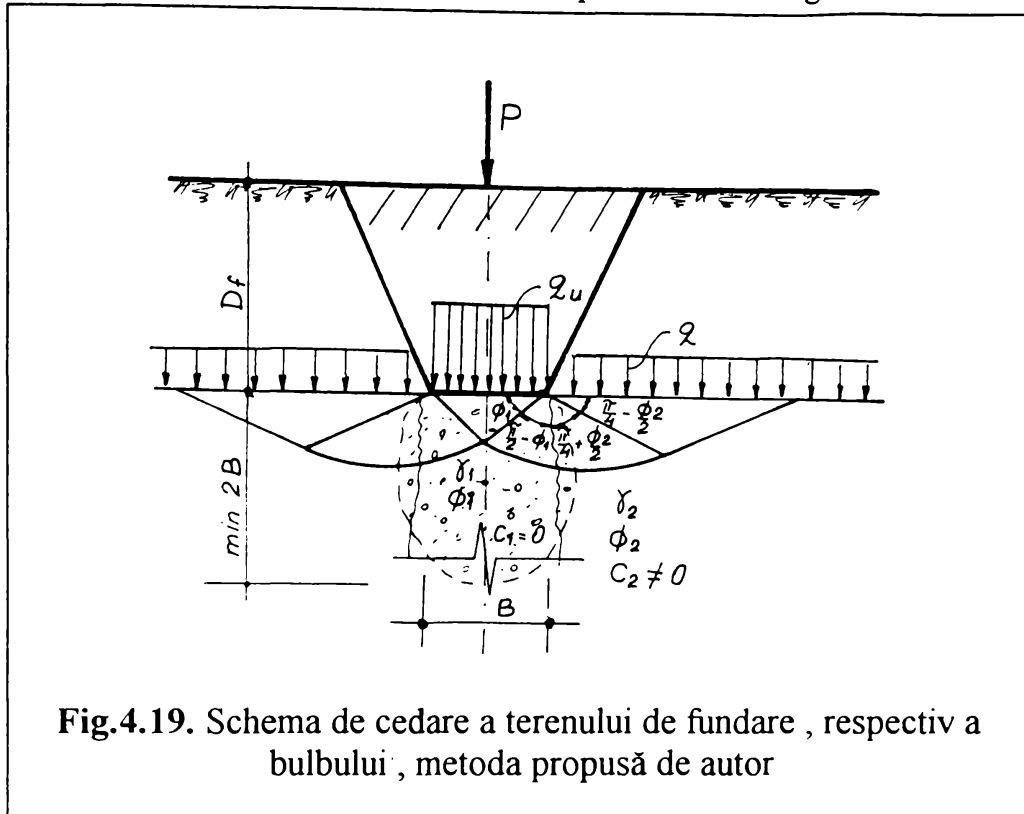
## **B. METODA DE CALCUL STABILITA SI PROPUSA DE AUTOR**

### **4.4. Metodă de calcul a capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate cu bulb din material granular de adaus**

#### **4.4.1 Ipoteze și schema de calcul**

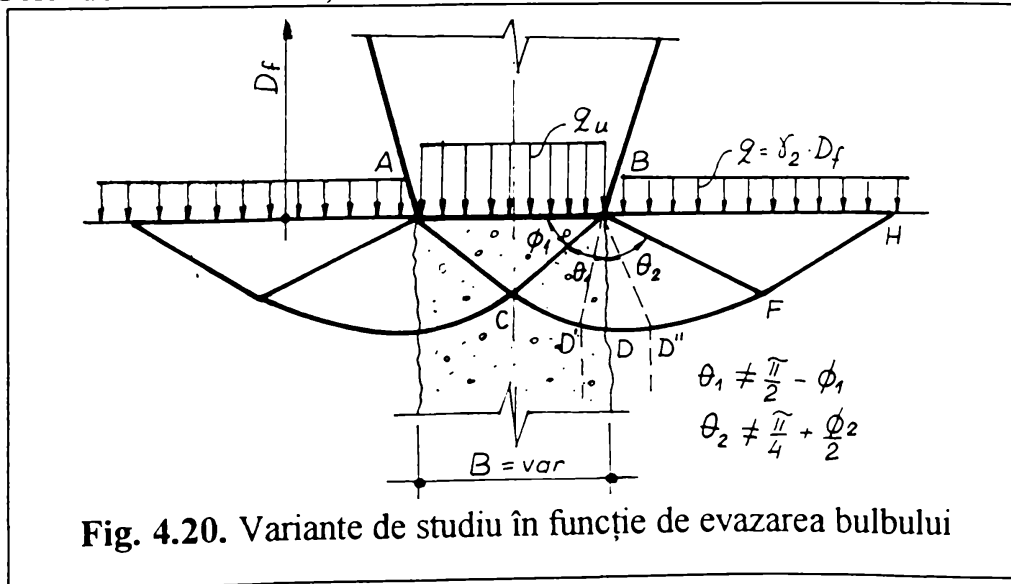
Schema de calcul adoptată pentru determinarea coeficienților de capacitate portantă  $N_c$  ,  $N_q$  respectiv  $N_\gamma$  aplică principiile stabilite de K. Terzaghi .

Calculul care se propune în continuare este un calcul în domeniul plan , schema de cedare a terenului de fundare fiind prezentată în Figura 4.19. :



Având în vedere posibilitățile oferite de tehnologiile de execuție a fundațiilor în gropi ștanțate , dimensiunile în plan ale bulbului pot fi mai mici sau mai mari decât cele ale tăpii fundației . Metoda de calcul care se propune poate fi extinsă pentru cazul mai sus amintit prin introducerea în notațiile problemei a valorilor unghiurilor  $\theta_1$  și  $\theta_2$  ( $\theta_1 \neq \pi / 2 - \Phi_1$  ,  $\theta_2 \neq \pi / 4 + \Phi_2 / 2$  ) , ( Fig. 4.19. ) ca valori variabile în funcție de dimensiunile bulbului realizat .

Cele două materiale , care alcătuiesc terenul de fundare au caracteristicile



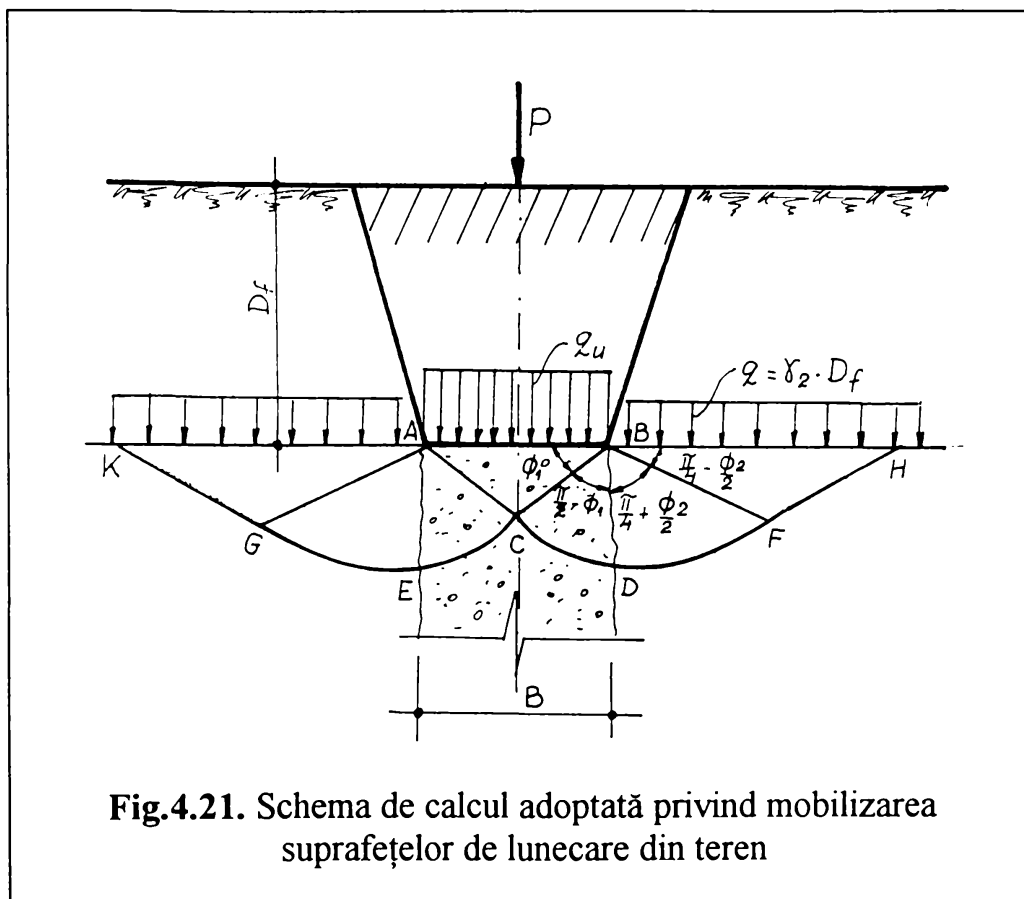


fizico-mecanice diferite .

Astfel materialul de adaus introdus în teren prin batere sau vibro-presare , care este de obicei un balast are greutatea volumică  $\gamma_1$  și unghiul de frecare interioară  $\Phi_1$ , iar coeziunea specifică este nulă (  $c_1 = 0$  ) , fiind vorba despre un material granular , utilizat atât datorită modului mai simplu de punere în operă cât și datorită faptului că se pretează mai bine unui proces de compactare dinamică ( lipsind fenomenul de consolidare ) .

Terenul natural se caracterizează prin greutatea volumică  $\gamma_2$  și parametrii rezistenței la forfecare care sunt unghiul de frecare interioară  $\Phi_2$  și coeziunea specifică  $c_2$  .

Schema de calcul adoptată conform notațiilor din Figura 4.21. constă în următoarele :



**Fig.4.21.** Schema de calcul adoptată privind mobilizarea suprafețelor de lunecare din teren

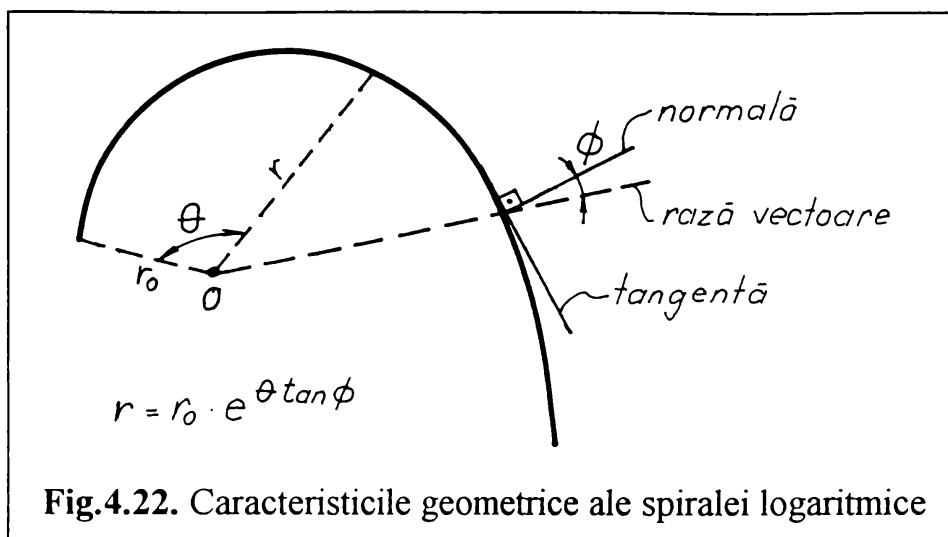
- o zonă activă de tip Rankine ( triunghiul ABC ) , care este un triunghi isoscel conform teoriei lui Terzaghi , având unghiurile  $BAC = ABC = \Phi_1$  ;

- două zone de tranziție , alcătuite din două materiale diferite în care se dezvoltă zonele de cedare plastică . Prima zonă de tranziție o constituie suprafața BCD , alcătuită din materialul granular de adaus , mărginită pe distanța CD de o spirală logaritmică [ 32 ] de ecuație ( 4.72. ) :

$$r_1 = r_0 * e^{\theta * \tan \Phi} \quad (4.72.)$$

în care  $r_0$  - raza inițială a spiralei logaritmice care este egală cu latura BC a triunghiului ABC ;

-  $\theta$  - deschiderea unghiulară a spiralei logaritmice ( grade sexagesimale în cazul notațiilor din Figura 4.22. .



În situația în care dimensiunile bulbului în plan nu sunt egale cu cele ale fundației , (  $B \neq B_b$  ) , ( Fig. 4.18. ) , unghiul  $\theta$  devine  $\theta_1 \neq \pi / 2 - \Phi_1$  , valoare care depinde de raportul  $B/B_b$  . Considerând valoarea unghiului  $FBH = \pi / 4 - \Phi_2 / 2$  se poate calcula mărimea unghiului  $\theta_2$  .

Cea de-a doua zonă de tranziție , corespunzătoare suprafeței BDF , este la rândul său delimitată pe porțiunea DF de o spirală logaritmă , având aceeași expresie analitică ca și cea din relația ( 4.72. ) în care  $r_0$  corespunde segmentului de dreaptă BD iar  $\theta$  este egal cu deschiderea unghiului DBF . Unghiul  $\Phi_1$  devine  $\Phi_2$  , fiind o caracteristică a terenului natural .

Pentru suprafața de lunecare s-a adoptat o curbă definită ca fiind o spirală logaritmă datorită proprietății acesteia că orice normală la curbă formează cu raza vectorie un același unghi care se alege ca fiind unghiul de frecare interioară al pământului  $\Phi$  ( Fig. 4.22. ) .

În acest fel , datorită devierii tensiunilor normale la suprafața de lunecare , egală cu unghiul  $\Phi$  , în situația de limită a echilibrului , forțele normale rezultante vor acționa pe direcția razei vectorie , momentul în raport cu centrul spiralei logaritmice va fi egal cu zero . Datorită acestei proprietăți nu este necesară determinarea valorii tensiunilor normale la suprafața de lunecare și nici modul lor de distribuție , ceea ce permite o simplificare substanțială a calculului condițiilor de echilibru , respectiv a coeficienților de capacitate portantă .

Cea de-a treia zonă caracteristică o reprezintă suprafața BFH , care este o prismă triunghiulară și care joacă rolul unei zone de rezistență pasivă de tip Rankine, care se opune tendinței de refulare a terenului de sub fundație în urma încărcării acesteia . Suprafețele BF și FH sunt suprafețe plane , iar unghiul pe care îl fac cu

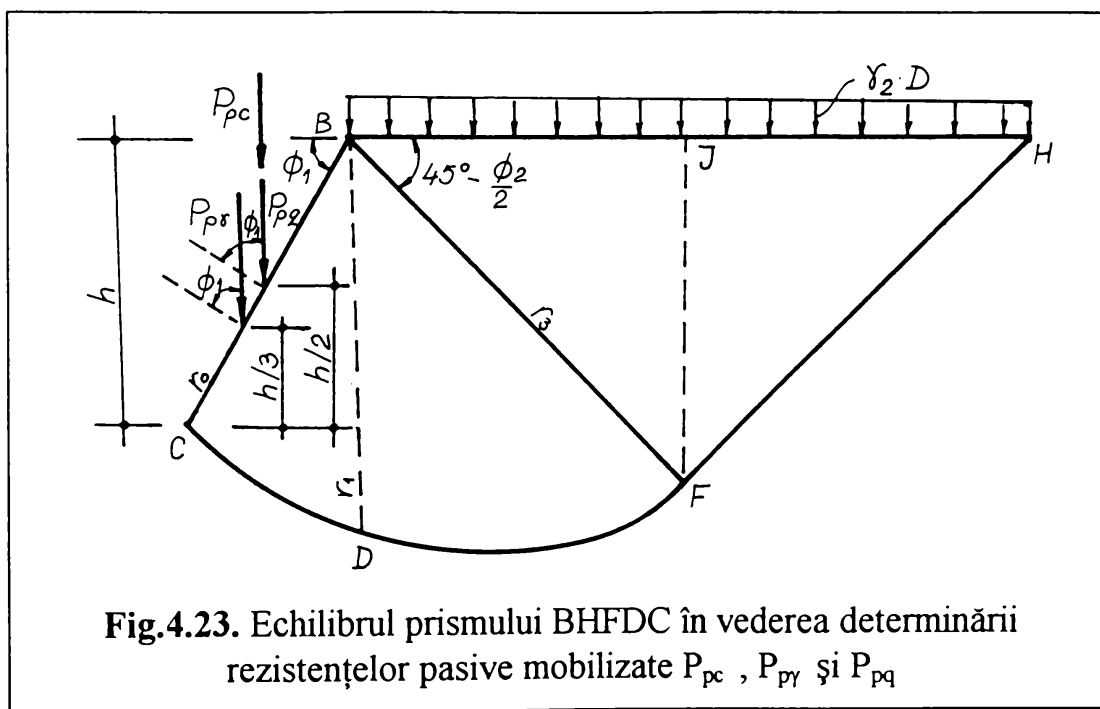
orizontala este egal cu  $\pi / 4 - \Phi_2 / 2$  . Suprafața FH se continuă până la suprafața terenului .

Conform Figurii 4.21. , având în vedere simetria problemei în raport cu axa fundației , schema de calcul descrisă pentru zona din dreapta este similară și pentru zona din partea stângă a terenului de sub talpa fundației.

Conform ipotezei lui Terzaghi , terenul aflat deasupra nivelului tălpii fundației, se înlocuiește cu presiunea din sarcina geologică pe care o exercită la nivelul respectiv .

Capacitatea portantă , din condiția de limită a echilibrului ,  $q_u$  , se determină considerând echilibrul încărcărilor , respectiv a rezistenței pasive mobilizată pe suprafețele BC , respectiv AC , considerându-se prisma ABC ca un element rigid .

Rezistența pasivă  $P_p$  , mobilizată pe suprafața BC ( Fig. 4.23. ) se datorează suprasarcinii  $q = \gamma_2 * D_f$  , a coeziunii specifice  $c_2$  , a greutateii volumice a terenului  $\gamma_2$  , cea a materialului din bulb  $\gamma_1$  , cât și a unghiurilor de frecare interioară  $\Phi_1$  și  $\Phi_2$  corespunzătoare celor două materiale .



**Fig.4.23.** Echilibrul prismului BHFDC în vederea determinării rezistențelor pasive mobilizate  $P_{pc}$  ,  $P_{py}$  și  $P_{pq}$

Valoarea totală a rezistenței pasive mobilizată pe suprafața BC poate fi exprimată cu relația ( 4.73. ) :

$$P_p = P_{pq} + P_{pc} + P_{py} \quad (4.73.)$$

în care  $P_{pq}$  ,  $P_{pc}$  ,  $P_{py}$  reprezintă rezistențele pasive datorate suprasarcinii  $q$  , a coeziunii specifice  $c$  , respectiv a greutateii proprii a pământului  $\gamma$  .

Trebuie menționat faptul că direcția de acționare a forțelor  $P_{pq}$  ,  $P_{pc}$  ,  $P_{py}$  este cea verticală , deoarece înclinarea planului BC în raport cu orizontala este egală cu

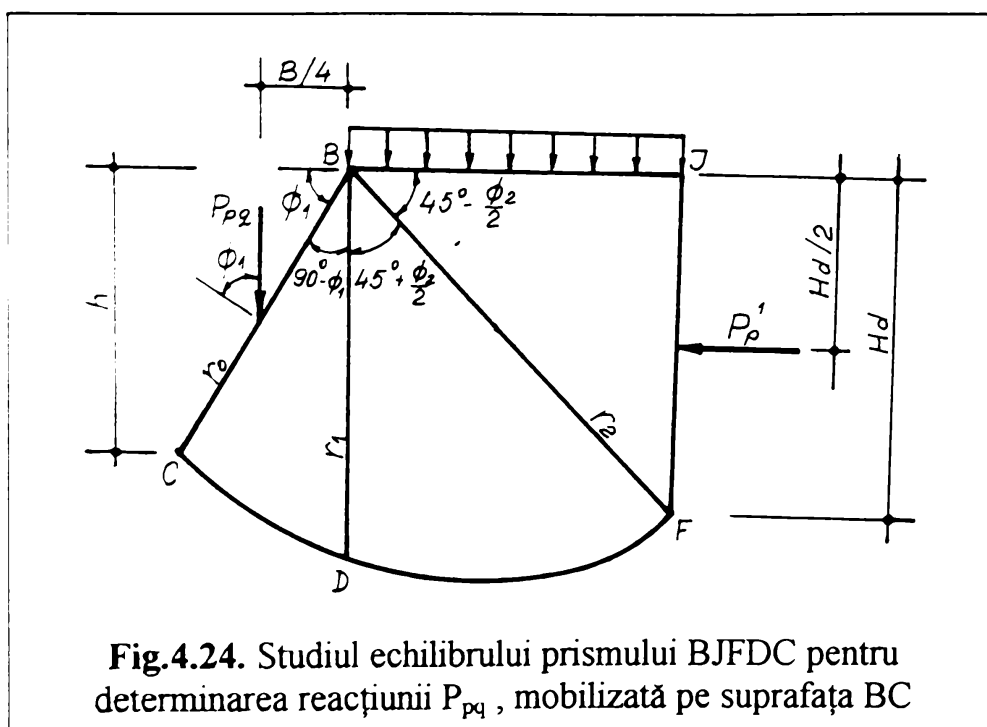
unghiul  $\Phi_1$  , iar la limita echilibrului când se mobilizează forțele de frecare , devierea față de normală a forțelor mai sus menționate este egală cu  $\Phi_1$  .

Coeficienții de capacitate portantă se determină luând în considerare principiul suprapunerii efectelor , analizând echilibrul prisme de pământ BCDFJ , ( Fig. 4.21.) , considerând separat efectul fiecăruia dintre cei trei factori menționați anterior .

#### 4.4.2. Determinarea coeficientului de capacitate portantă $N_q$

Pentru determinarea coeficientului de capacitate portantă  $N_q$  , datorat efectului sarcinii geologice care acționează la cota corespunzătoare nivelului tălpii fundației , se consideră că pământul din cadrul prisme BCDFJ este fără coeziune și cu greutatea volumică egală cu zero (  $\Phi_1 \neq 0$  ,  $\Phi_2 \neq 0$  ,  $q \neq 0$  ,  $\gamma = 0$  ,  $c = 0$  ) .

În Figura 4.24. sunt puse în evidență forțele care acționează asupra prisme



BCDFJ , precum și caracteristicile geometrice ale structurii .

Centrul spiralelor logaritmice , pe porțiunea CD respectiv DF se află în punctul B .

Încărcările care acționează asupra prisme BCDFJ , în situația considerată sunt

$P_{pq}$  - rezistența pasivă mobilizată pe suprafața BC , care acționează pe direcția verticală , la mijlocul distanței BC ;

$q$  - suprasarcina datorată greutății proprii a terenului aflat deasupra cotei de fundare ;

$P_p$  - rezistența pasivă de tip Rankine , mobilizată pe suprafața verticală FJ ;

$N_1$  ,  $N_2$  - forțele reacțiune , rezultante ale presiunilor care acționează pe suprafețele CD respectiv DF , deviate față de normala la suprafețele CD și DF , cu unghiurile  $\Phi_1$  și  $\Phi_2$  , a căror direcții trec prin punctul B ( proprietate a spiralei logaritmice ) și care nu generează nici un moment în raport cu punctul B .

Relația de calcul a rezistenței pasive , pe suprafața FJ , se determină utilizând formula stabilită de Rankine pentru coeficientul rezistenței pasive ( 4.74. ) :

$$P_p^1 = q * K_p * H_d = q * H_d * \tan^2 (\pi /4 + \Phi_2 /2 ) \quad ( 4.74. )$$

În aceste condiții se poate scrie o ecuație de momente în raport cu punctul B ( Fig. 4.22. ) , care reprezintă condiția de echilibru ce permite determinarea valorii forței  $P_{pq}$  , care este capacitatea portantă a fundației pentru cazul în discuție ( 4.75. ) :

$$P_{pq} * ( B/4 ) = q * ( BJ ) * ( BJ/2 ) + P_p^1 * ( H_d /2 ) \quad ( 4.75. )$$

În vederea exprimării dimensiunilor geometrice care intervin în relația ( 4.75. ) se va utiliza ecuația analitică de definiție a segmentelor de spirală logaritmă ( 4.76. ) :

$$r_1 = r_0 * e^{\theta_1 * \tan \Phi_1} = \frac{B}{2 * \cos \Phi_1} * e^{\theta_1 * \tan \Phi_1} \quad ( 4.76. )$$

$$r_2 = r_1 * e^{\theta_2 * \tan \Phi_2} = \frac{B}{2 * \cos \Phi_1} * e^{\theta_1 * \tan \Phi_1} * e^{\theta_2 * \tan \Phi_2} \quad ( 4.77. )$$

unde  $\theta_1 = \pi /2 - \Phi_1$  iar  $\theta_2 = \pi /4 + \Phi_2 /2$  .

În aceste condiții :

$$BJ = r_2 * \cos (\pi /4 - \Phi_2 /2 ) \quad ( 4.78. )$$

$$H_d = r_2 * \sin (\pi /4 - \Phi_2 /2 ) \quad ( 4.79. )$$

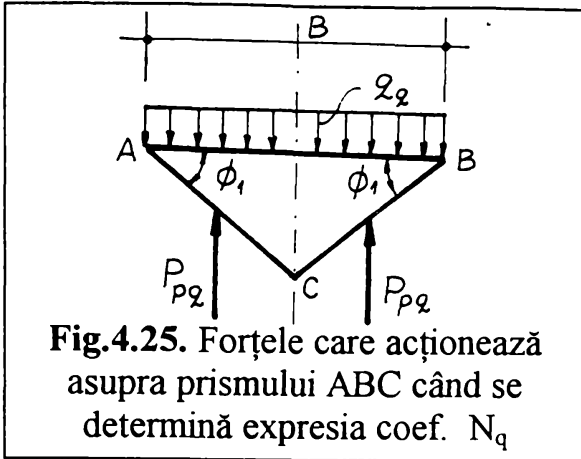
Înlocuind notațiile ( 4.76. ) , ( 4.77. ) , ( 4.78. ) și ( 4.79. ) în relația ( 4.75. ) rezultă:

$$P_{pq} - B/4 = q/2 * [r_2 * \cos (\pi /4 - \Phi_2 /2 )]^2 + \\ + ( 1/2 ) * q * [r_2 * \sin (\pi /4 - \Phi_2 /2 )]^2 * \tan^2 (\pi /4 + \Phi_2 /2 ) \quad ( 4.80. )$$

de unde :

$$P_{pq} = ( 2/B ) * q * r_2^2 * [ \cos^2 (\pi /4 - \Phi_2 /2 ) + \\ + \sin^2 (\pi /4 - \Phi_2 /2 ) * \tan^2 (\pi /4 + \Phi_2 /2 ) ] \quad ( 4.81. )$$

Considerând echilibrul pe verticală al prismei ABC , ( Fig. 4.25. ) , rezultă condiția ( 4.82. ) :



$$2 * P_{pq} = q_q * B * 1 \quad (4.82.)$$

Înlocuind în relația de mai sus expresia obținută anterior pentru  $P_{pq}$  , ( 4.81. ) se poate determina capacitatea portantă a terenului pentru cazul enunțat :

**Fig.4.25.** Forțele care acționează asupra prismului ABC când se determină expresia coef.  $N_q$

$$q_q = \frac{1}{B * 1} * 2 * \frac{2}{B} * q * r_2^2 * [\cos^2(\pi / 4 - \Phi_2 / 2) + \sin^2(\pi / 4 - \Phi_2 / 2) * \tan^2(\pi / 4 + \Phi_2 / 2)] \quad (4.83.)$$

$$q_q = \frac{4}{B^2} * q * \frac{B^2}{4 * \cos^2 \Phi_1} * e^{2(\pi/2 - \Phi_1) * \tan \Phi_1} * e^{2 * (\pi/4 + \Phi_2/2) * \tan \Phi_2} * \cos^2(\pi / 4 - \Phi_2 / 2) + \sin^2(\pi / 4 - \Phi_2 / 2) * \tan^2(\pi / 4 + \Phi_2 / 2)] \quad (4.84.)$$

Rezultă :

$$q_q = q * \frac{1}{\cos^2 \Phi_1} * e^{2(\pi/2 - \Phi_1) * \tan \Phi_1} * e^{2 * (\pi/4 + \Phi_2/2) * \tan \Phi_2} * \cos^2(\pi / 4 - \Phi_2 / 2) + \sin^2(\pi / 4 - \Phi_2 / 2) * \tan^2(\pi / 4 + \Phi_2 / 2)] = q * N_q \quad (4.85.)$$

Relația de calcul a coeficientului de capacitate portantă  $N_q$  va avea forma ( 4.86. ) :

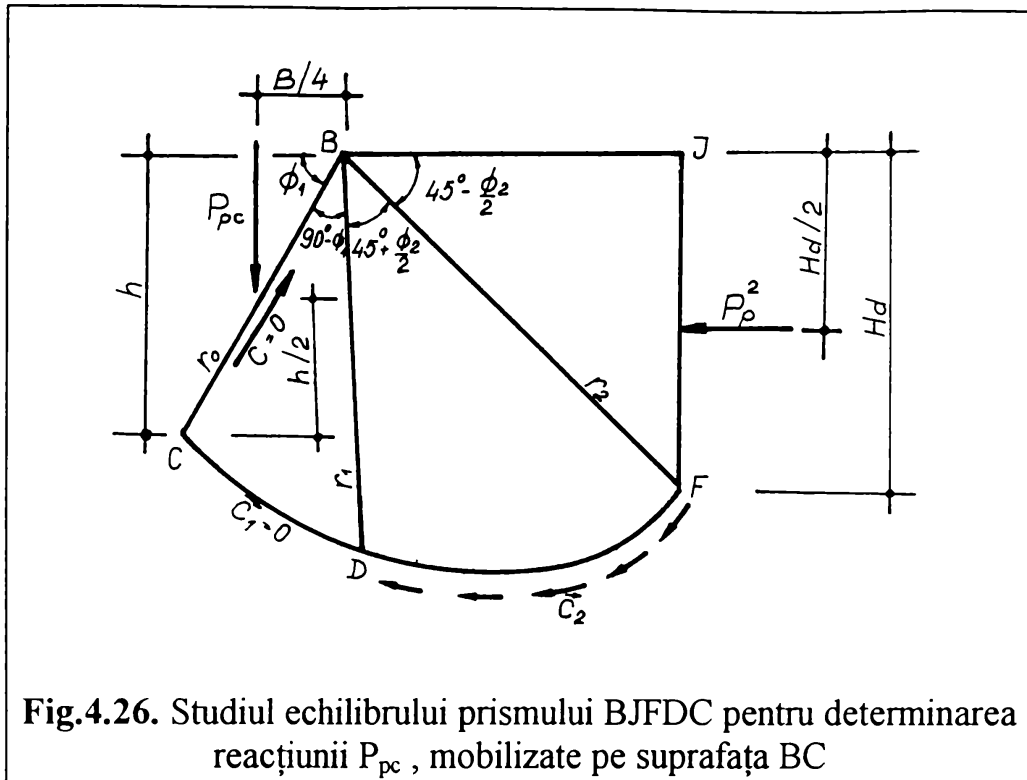
$$N_q = \frac{1}{\cos^2 \Phi_1} * e^{2(\pi/2 - \Phi_1) * \tan \Phi_1} * e^{2 * (\pi/4 + \Phi_2/2) * \tan \Phi_2} * \cos^2(\pi / 4 - \Phi_2 / 2) + \sin^2(\pi / 4 - \Phi_2 / 2) * \tan^2(\pi / 4 + \Phi_2 / 2)] \quad (4.86.)$$

#### 4.4.3. Determinarea coeficientului de capacitate portantă $N_c$

Coeficientul de capacitate portantă  $N_c$  ține seama de aportul coeziunii specifice  $c$  la capacitatea portantă a terenului de fundare .

Pentru determinarea unei relații de calcul a valorii coeficientului  $N_c$ , se va analiza echilibrul aceleiași prisme BCDFJ, însă în condițiile în care  $\Phi_1 \neq 0$ ,  $\Phi_2 \neq 0$ ,  $q = 0$ ,  $\gamma = 0$ ,  $c_1 = 0$ ,  $c_2 \neq 0$ .

Schema de calcul considerată este prezentată în Figura 4.26. :



**Fig.4.26.** Studiul echilibrului prismei BJDFC pentru determinarea reacțiunii  $P_{pc}$ , mobilizate pe suprafața BC

Având în vedere faptul că în general materialul de adaos care se introduce în teren este un material granular, valoarea coeziunii specifice a materialului din bulb este egală cu zero, iar coeziunea se manifestă numai pe porțiunea DF (Fig. 4.26.).

Tinând seama de condițiile prezentate, forțele care acționează asupra prismei BCDFJ, sunt următoarele :

$P_{pc}$  - rezistența pasivă datorată prezenței coeziunii specifice pe lungimea DF a spiralei logaritmice ;

$P_p^2 = 2 * c_2 * K * H_d = 2 * c_2 * H_d * \tan(\pi/4 + \Phi_2/2)$  - rezistența pasivă, calculată ca o forță rezistentă de tip Rankine ;

$c_2$  - coeziunea specifică, care acționează pe suprafața DF .

Scriind ecuația de echilibru a momentelor în raport cu punctul B, (Fig. 4.26.), rezultă :

$$P_{pc} * (B/4) = P_p^2 * (H_d/2) + M_c \quad (4.87.)$$

în care  $M_c$  - este momentul generat de coeziunea specifică  $c_2$ , în raport cu punctul B .

$$M_c = \frac{c_2}{2 * \tan \Phi_2} * (r_2^2 - r_1^2) \quad (4.88.)$$

Inlocuind relația ( 4.88. ) în relația ( 4.87. ) și notațiile ( 4.76. ), ( 4.77. ), ( 4.78. ), ( 4.79. ) rezultă :

$$P_{pc} = \frac{4}{B} * \left[ 2 * c_2 * H_d * \tan(\pi / 4 + \Phi_2 / 2) * \frac{H_d}{2} + \frac{c_2}{2 * \tan \Phi_2} * (r_2^2 - r_1^2) \right] \quad (4.89.)$$

$$P_{pc} = \frac{4}{B} * \left[ 2 * c_2 * r_2 * \sin(\pi / 4 - \Phi_2 / 2) * \tan(\pi / 4 + \Phi_2 / 2) * \right. \\ \left. * \frac{r_2 * \sin(\pi / 4 - \Phi_2 / 2)}{2} + \frac{c_2}{2 * \tan \Phi_2} * (r_2^2 - r_1^2) \right] \quad (4.90.)$$

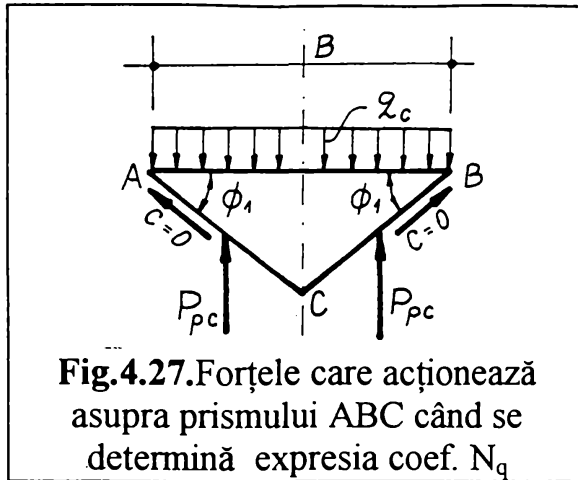
$$P_{pc} = \frac{4}{B} * \left[ c_2 * r_2^2 * \sin^2(\pi / 4 - \Phi_2 / 2) * \tan(\pi / 4 + \Phi_2 / 2) + \frac{c_2}{2 * \tan \Phi_2} * (r_2^2 - r_1^2) \right] \quad (4.91.)$$

$$P_{pc} = \frac{4}{B} * \left[ c_2 * \frac{B^2}{4 * \cos^2 \Phi_1} * e^{2 * \theta_1 * \tan \Phi_1} * e^{2 * \theta_2 * \tan \Phi_2} * \sin^2(\pi / 4 - \Phi_2 / 2) * \right. \\ \left. * \tan(\pi / 4 + \Phi_2 / 2) + \frac{c_2}{2 * \tan \Phi_2} * \left( \frac{B^2}{4 * \cos^2 \Phi_1} * e^{2 * \theta_1 * \tan \Phi_1} * e^{2 * \theta_2 * \tan \Phi_2} - \right. \right. \\ \left. \left. - \frac{B^2}{4 * \cos^2 \Phi_1} * e^{2 * \theta_1 * \tan \Phi_1} \right) \right] \quad (4.92.)$$

$$P_{pc} = \frac{B * c_2}{\cos^2 \Phi_1} * \left[ e^{2 * \theta_1 * \tan \Phi_1} * e^{2 * \theta_2 * \tan \Phi_2} * \sin^2(\pi / 4 - \Phi_2 / 2) * \tan(\pi / 4 + \Phi_2 / 2) + \right. \\ \left. + \frac{1}{2 * \tan \Phi_2} * (e^{2 * \theta_1 * \tan \Phi_1} * e^{2 * \theta_2 * \tan \Phi_2} - e^{2 * \theta_1 * \tan \Phi_1}) \right] \quad (4.93.)$$

$$P_{pc} = \frac{B * c_2}{\cos^2 \Phi_1} * \left[ e^{2 * (\pi / 2 - \Phi_1) * \tan \Phi_1} * e^{2 * (\pi / 4 + \Phi_2 / 2) * \tan \Phi_2} * \sin^2(\pi / 4 - \Phi_2 / 2) * \tan(\pi / 4 + \Phi_2 / 2) + \right. \\ \left. + \frac{1}{2 * \tan \Phi_2} * (e^{2 * (\pi / 2 - \Phi_1) * \tan \Phi_1} * e^{2 * (\pi / 4 + \Phi_2 / 2) * \tan \Phi_2} - e^{2 * (\pi / 2 - \Phi_1) * \tan \Phi_1}) \right] \quad (4.94.)$$





Scriind condiția de echilibru pe verticală a triunghiului ABC , (Fig. 4.27.), și luând în considerare efectul forței de coeziune C , întrucât materialul din care este alcătuit bulbul este în general un material granular , lipsit de coeziune , se obține :

$$q_c * ( B * 1 ) = 2 * c_2 * \sin \Phi_1 + 2 * P_{pc} \quad ( 4.95. )$$

de unde , utilizând relația ( 4.94. ) pentru a exprima valoarea forței  $P_{pc}$  , capacitatea portantă datorată efectului coeziunii va fi :

$$q_c = \frac{2 * c_2}{\cos^2 \Phi_1} * \left[ e^{2 * (\pi/2 - \Phi_1) * \tan \Phi_1} * e^{2 * (\pi/4 + \Phi_2/2) * \tan \Phi_2} \sin^2(\pi / 4 - \Phi_2 / 2) * \tan(\pi / 4 + \Phi_2 / 2) + \right. \\ \left. + \frac{1}{2 * \tan \Phi_2} * ( e^{2 * (\pi/2 - \Phi_1) * \tan \Phi_1} * e^{2 * (\pi/4 + \Phi_2/2) * \tan \Phi_2} - e^{2 * (\pi/2 - \Phi_1) * \tan \Phi_1} ) \right] \quad ( 4.96. )$$

având în vedere că :  $q_c = c_2 * N_c$

Rezultă că valoarea coeficientului de capacitate portantă  $N_c$  se poate determina cu relația ( 4.97. ) :

$$N_c = \frac{2}{\cos^2 \Phi_1} * \left[ e^{2 * (\pi/2 - \Phi_1) * \tan \Phi_1} * e^{2 * (\pi/4 + \Phi_2/2) * \tan \Phi_2} \sin^2(\pi / 4 - \Phi_2 / 2) * \tan(\pi / 4 + \Phi_2 / 2) + \right. \\ \left. + \frac{1}{2 * \tan \Phi_2} * ( e^{2 * (\pi/2 - \Phi_1) * \tan \Phi_1} * e^{2 * (\pi/4 + \Phi_2/2) * \tan \Phi_2} - e^{2 * (\pi/2 - \Phi_1) * \tan \Phi_1} ) \right] \quad ( 4.97. )$$

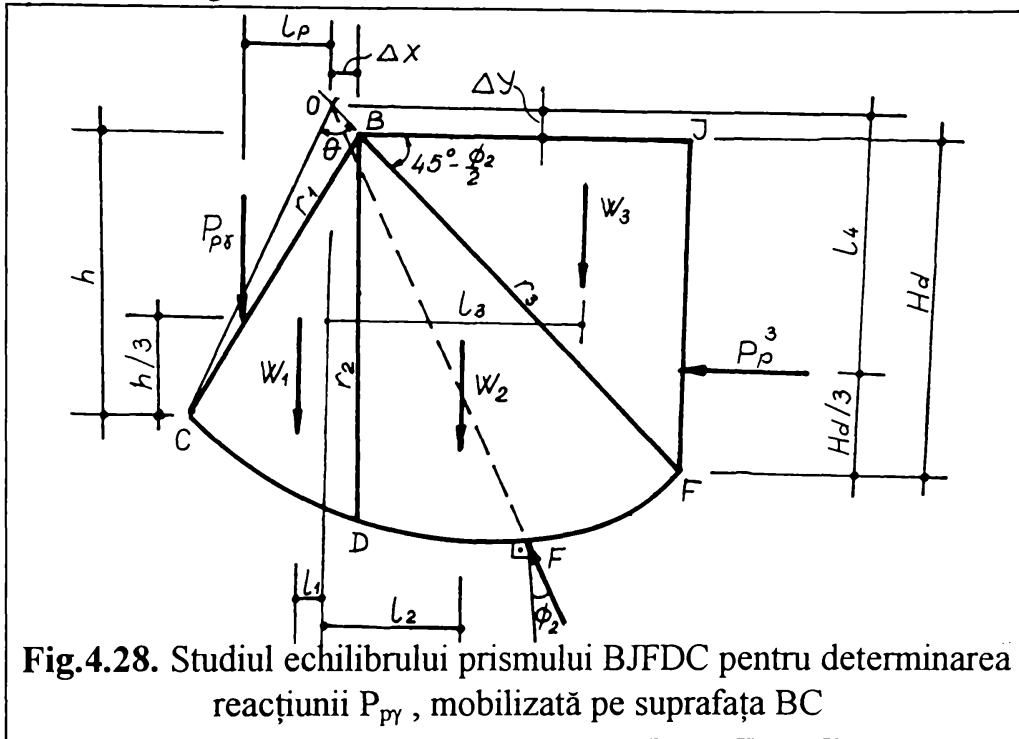
Valorile coeficientului de capacitate portantă vor fi prezentate atât sub formă de tabele cât și grafic pentru diverse perechi de valori ale celor două unghiuri de frecare interioră ale pământurilor care alcătuiesc terenul de fundare , balastul din bulb și terenul îmbunătățit de sub fundație .

#### 4.4.4. Determinarea coeficientului de capacitate portantă $N_\gamma$

Coeficientul de capacitate portantă  $N_\gamma$  pune în evidență efectul lățimii tălpii fundației asupra capacității portante a sistemului de fundare .

Relația de calcul a coeficientului  $N_\gamma$  se va determina tot prin analiza echilibrului prismei BCDFJ , în condițiile în care  $\Phi_1 \neq 0$  ,  $\Phi_2 \neq 0$  ,  $\gamma_1 \neq 0$  ,  $\gamma_2 \neq 0$  ,  $q = 0$  ,  $c_1 = 0$  și  $c_2 = 0$  .

Forțele care acționează asupra prismei mai sus menționate și pozițiile acestor forțe sunt evidențiate în Figura 4.28. :



**Fig.4.28.** Studiul echilibrului prismului BJFDC pentru determinarea reacțiunii  $P_{py}$  , mobilizată pe suprafața BC

Considerând coeziunea specifică și presiunea exercitată de stratul de pământ de deasupra tălpii fundației ca fiind egal cu zero , forțele care acționează asupra prismei de pământ BCDFJ sunt :

$P_{py}$  - încărcarea maximă transmisă de fundație , care reprezintă capacitatea portantă ;

$W_1$  ,  $W_2$  și  $W_3$  - reprezintă greutatea prismelor de pământ BCD , BDF și BFJ, fiecare cu greutatea volumică aferentă ;

$P_p^3$  - rezistența pasivă a terenului , care se mobilizează pe suprafața FJ ;

$F$  - reacțiunea terenului care acționează pe suprafața CF.

Condiția de echilibru a prismei BCDFJ în raport cu punctul O se poate exprima analitic prin relația ( 4.98. ) :

$$P_{py} * \left( \frac{2}{3} * \frac{B}{2} \right) = -W_1 * l_1 + W_2 * l_2 + W_3 * l_3 + P_p^3 * \left( \frac{2}{3} * H_d + \Delta y \right) \quad (4.98.)$$

de unde rezultă :

$$P_{pr} = -W_1 * l_1 + W_2 * l_2 + W_3 * l_3 + P_p^j * \left( \frac{2}{3} * H_s + \Delta y \right) * \left( \frac{1}{B/3 - \Delta x} \right) \quad (4.99.)$$

Luând în considerare echilibrul prismei ABC , ( Fig 4.29. ) , se poate scrie condiția de echilibru pe verticală a forțelor care acționează asupra prismei ABC sub forma ( 4.100. ) :

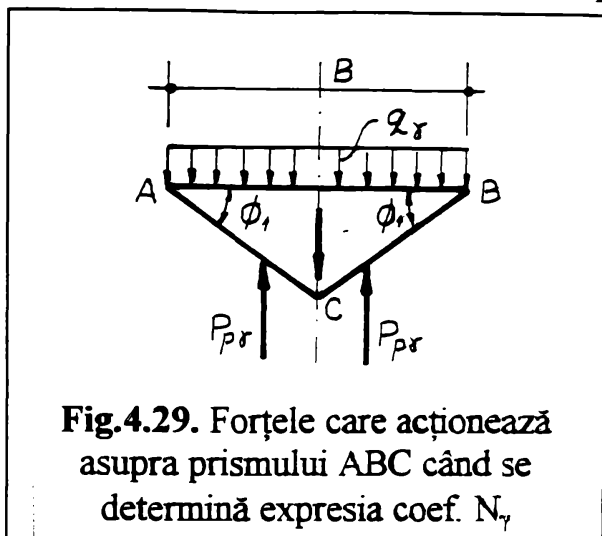


Fig.4.29. Forțele care acționează asupra prismului ABC când se determină expresia coef.  $N_\gamma$

$$B * q_r = 2 * P_{pr} - W_w \quad (4.100.)$$

unde  $q_r$  - este încărcarea ( capacitatea portantă a terenului pentru cazul în care  $c_1 = 0$ ,  $c_2 = 0$  și  $q = 0$  ) transmisă de fundație terenului , pe unitatea de suprafață , în situația de limită a echilibrului ;

$W_w$  - greutatea proprie a prismei ABC ;

$$w = \frac{B^2}{4} * \gamma_1 * \tan \Phi_1 \quad (4.101.)$$

de unde :

$$q_r = \frac{1}{B} * \left( 2 * P_{pr} - \frac{B^2}{4} * \gamma_1 * \tan \Phi_1 \right) \quad (4.102.)$$

Dacă pentru determinarea coeficientilor de capacitate portantă  $N_x$  și  $N_y$  s-a putut considera că centrele suprafețelor de alunecare logaritmice se află în punctul B , ( Fig. 4.28. ) , pentru calculul coeficientului  $N_\gamma$  , centrul suprafeței de alunecare nu mai coincide cu punctul B . Valoarea minimă a forței  $P_{pr}$  se va obține , după cum arată Terzaghi [ 138 ] , dacă centrul suprafeței logaritmice de alunecare se va afla pe direcția BF , deasupra punctului B .

A. S. Kumbhojkar ( 1993 ) , [ 66 ] , propune o metodă analitică de calcul a poziției punctului O , ( Fig. 4.30. ) , având în vedere dezavantajele și erorile care pot apare în cazul aplicării metodei grafice utilizate de Terzaghi .

Condiția pentru găsirea spiralei logaritmice care să permită obținerea valorii minime a rezistenței pasive  $P_\gamma$  , mobilizată , constă în anularea derivatei expresiei

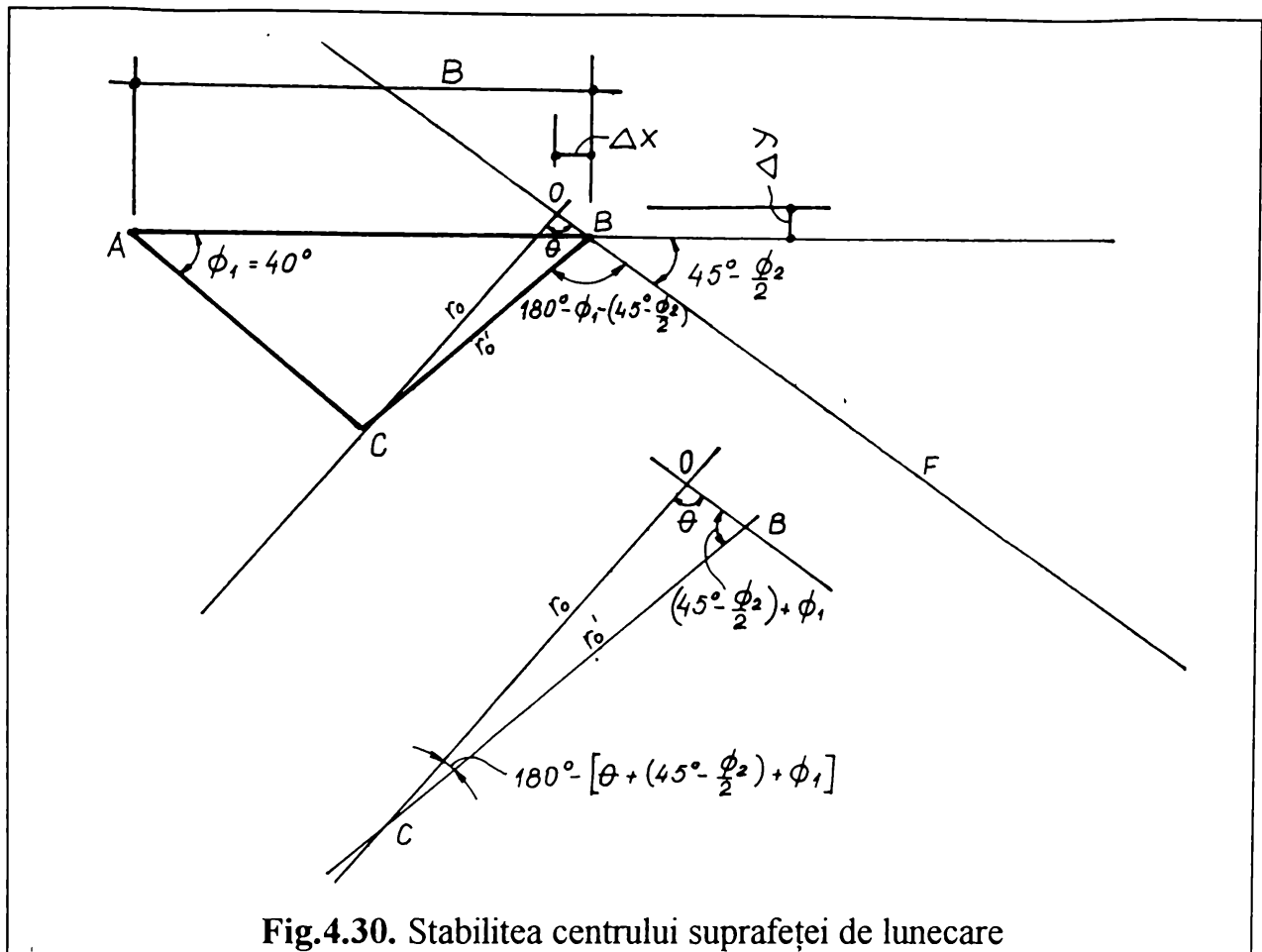


Fig.4.30. Stabilitatea centrului suprafeței de alunecare

analitice a acesteia ( 4.103. ) :

$$\frac{\partial P_{\gamma}}{\partial v} = 0 \quad (4.103.)$$

unde  $v$  - reprezintă un parametru definitoriu al ecuației spiralei logaritmice , care pot fi coordonatele centrului sau unghiul  $\theta$  .

În Figura 4.28. s-a reprezentat centrul suprafeței de alunecare  $O$  și unghiul  $\theta$  dintre raza vectorială inițială și direcția  $BF$  .

Știind că suprafața  $BCFJ$  este în echilibru sub efectul forțelor  $W_1$  ,  $W_2$  ,  $W_3$  ,  $P_p^3$  ,  $F$  și  $\gamma$  , ( Fig. 4.28. ) se poate scrie o ecuație de echilibru în raport cu centrul suprafeței de alunecare .

Pe baza relațiilor stabilite de B. M. Das ( 1987 ) , [ 50 ] și A. S. Kumbhojkar ( 1993 ) , [ 66 ] , s-au calculat valorile rezistenței pasive  $P_{p\gamma}$  și cele ale derivatei acesteia , valori care sunt prezentate în Tabelul 4.1. :

Tabelul 4.1.

$\Phi$	$\Phi = 30^\circ$		$\Phi = 35^\circ$		$\Phi = 40^\circ$	
$\theta$	$\partial P_{py}/\partial \theta$	$P_{py}$	$\partial P_{py}/\partial \theta$	$P_{py}$	$\partial P_{py}/\partial \theta$	$P_{py}$
$95^\circ$	-53,4	95,6	-145,1	205,0	-351,1	478,5
$96^\circ$	-16,3	94,6	-79,2	202,7	-166,2	473,2
$97^\circ$	16,5	93,9	1,229	201,3	-57,8	470,2
$98^\circ$	40,8	93,5	61,0	200,6	51,0	469,2
$99^\circ$	54,4	93,4	81,2	200,7	208,6	470,2
$100^\circ$	58,9	93,7	85,2	201,4	240,6	472,8

Se constată că pentru cele trei valori diferite ale unghiului de frecare interioară considerat, derivata forței de rezistență pasivă  $P_{py}$  se anulează pentru o valoare a unghiului  $\theta$  de cca.  $97^\circ$ , ceea ce ne permite poziționarea centrului spiralei logaritmice pe dreapta BF în punctul O (Fig. 4.30.).

Având definită poziția centrului O, se poate determina mărimea razei vectoriale inițiale  $r_0$  a spiralei logaritmice, în funcție de unghiul  $\theta$  și de lățimea tălpii fundației (Fig. 4.30.), conform relației (4.104.):

$$\frac{r_0}{\sin\left[\left(\pi/4 - \Phi_2/2\right) + \Phi_1\right]} = \frac{r'_0}{\sin\theta} \quad (4.104.)$$

în care :

$$r'_0 = \frac{B}{2} * \frac{1}{\cos\Phi_1} \quad (4.105.)$$

de unde rezultă :

$$r_0 = \frac{B}{2} * \frac{\sin\left(\pi/4 - \Phi_2/2 + \Phi_1\right)}{\sin\theta * \cos\Phi_1} \quad (4.106.)$$

De asemenea din Figura 4.30. b, se pot determina și valorile segmentelor  $\Delta x$  și  $\Delta y$  care ne permit calculul excentricităților forțelor care acționează asupra prismei BCDFJ :

$$\frac{\overline{OB}}{\sin\left[\pi - \left(\theta + \left(\pi/4 - \Phi_2/2\right) + \Phi_1\right)\right]} = \frac{B}{2 * \cos\Phi_1 \sin\theta} \quad (4.107.)$$

rezultă :

$$\overline{OB} = \frac{B * \sin[\pi - (\theta + (\pi / 4 - \Phi_2 / 2) + \Phi_1)]}{2 * \sin \theta * \cos \Phi_1} \quad (4.108.)$$

știind că :

$$\Delta x = \overline{OB} * \cos(\pi / 4 - \Phi_2 / 2)$$

și

$$\Delta y = \overline{OB} * \sin(\pi / 4 - \Phi_2 / 2)$$

(4.109. a , b)

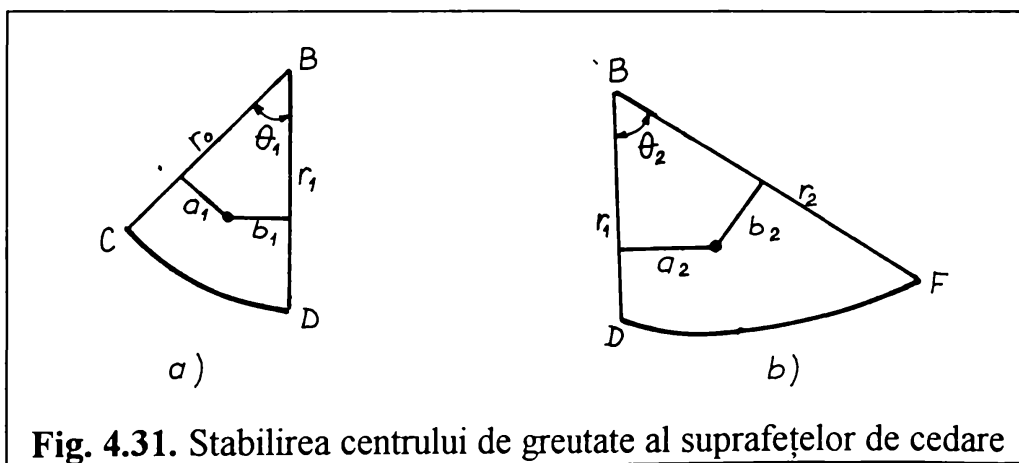
se obține :

$$\Delta x = \frac{B * \sin[\pi - (\theta + (\pi / 4 - \Phi_2 / 2) + \Phi_1)]}{2 * \sin \theta * \cos \Phi_1} * \cos(\pi / 4 - \Phi_2 / 2)$$

(4.110. a , b)

$$\Delta y = \frac{B * \sin[\pi - (\theta + (\pi / 4 - \Phi_2 / 2) + \Phi_1)]}{2 * \sin \theta * \cos \Phi_1} * \sin(\pi / 4 - \Phi_2 / 2)$$

Pentru a se putea explicita ecuațiile de echilibru prezentate , se vor utiliza ecuațiile analitice [ 32 ] care definesc valorile razelor vectoroare , ale ariilor și a poziției centrelor de greutate ale sectoarelor de spirală logaritmică ( Fig. 4.31. ) :



**Fig. 4.31.** Stabilirea centrului de greutate al suprafețelor de cedare

$$r_0 = \frac{B}{2} * \frac{1}{\cos \Phi_1} * \frac{\sin(\pi / 4 - \Phi_2 / 2 + \Phi_1)}{\sin \theta} \quad (4.111.)$$

$$r_1 = r_0 * e^{(\pi / 4 - \Phi_1) * \tan \Phi_1} \quad (4.112.)$$

$$r_2 = r_1 * e^{(\pi / 4 + \Phi_2 / 2) * \tan \Phi_2} = r_0 * e^{(\pi / 4 - \Phi_1) * \tan \Phi_1} * e^{(\pi / 4 + \Phi_2 / 2) * \tan \Phi_2} \quad (4.113.)$$

$$H_d = r_2 * \sin(\pi / 4 - \Phi_2 / 2) = r_0 * e^{(\pi/4-\Phi_1)*\tan \Phi_1} * e^{(\pi/4-\Phi_2/2)*\tan \Phi_2} * \sin(\pi / 4 - \Phi_2 / 2) \quad (4.114.)$$

$$\overline{BJ} = r_2 * \cos(\pi / 4 - \Phi_2 / 2) = r_0 * e^{(\pi/4-\Phi_1)*\tan \Phi_1} * e^{(\pi/4-\Phi_2/2)*\tan \Phi_2} * \cos(\pi / 4 - \Phi_2 / 2) \quad (4.115.)$$

$$Aria(BCD) = \frac{r_0^2 * \left[ \left( \frac{r_1}{r_0} \right)^2 - 1 \right]}{4 * \tan \Phi_1} = A_1 \quad (4.116.)$$

$$Aria(BDF) = \frac{r_1^2 * \left[ \left( \frac{r_2}{r_1} \right)^2 - 1 \right]}{4 * \tan \Phi_2} = A_2 \quad (4.117.)$$

$$Aria(BFJ) = \frac{r_2^2}{2} * \frac{\sin(\pi / 2 - \Phi_2)}{2} = A_3 \quad (4.118.)$$

Pozițiile centrelor de greutate a le ariilor sectoarelor de spirală logaritmică BCD și BDF , precum și al triunghiului BFJ se vor determina cu relațiile ( 4.119. ), ( 4.120. ) și ( 4.121. ) utilizând notațiile din Figura 4.31. :

$$l_1 = b_1 = \left[ \frac{4 * r_0 * \tan \Phi_1}{3 * (9 * \tan^2 \Phi_1 + 1)} \right] * \left[ \frac{\left( \frac{r_1}{r_0} \right)^2 - 3 * \tan \Phi_1 * \sin \theta_1 - \cos \theta_1}{\left( \frac{r_1}{r_0} \right)^2 - 1} \right] - \Delta x \quad (4.119.)$$

$$l_2 = a_2 = \left[ \frac{4 * r_1 * \tan \theta_2}{3 * (9 * \tan^2 \Phi_2 + 1)} \right] * \left[ \frac{\left( \frac{r_2}{r_1} \right)^3 * (3 * \tan \Phi_2 * \sin \theta_2 - \cos \theta_2) + 1}{\left( \frac{r_2}{r_1} \right)^2 - 1} \right] + \Delta x \quad (4.120.)$$

$$l_3 = \frac{2}{3} * \overline{BJ} = \frac{2}{3} * r_2 * \cos(\pi / 4 - \Phi_2 / 2) + \Delta x \quad (4.121.)$$

In aceste condiții greutatea proprie a prismelor BCD , BDF și BFJ se vor putea calcula cu următoarele relații ( 4.122. a , b , c ) :

$$W_1 = A_1 * \gamma_1 \quad (4.122. a)$$

$$W_2 = A_2 * \gamma_2 \quad (4.122. b)$$

$$W_3 = A_3 * \gamma_2 \quad (4.122. c)$$

Rezistența pasivă a terenului  $P_p^3$ , care acționează pe suprafața verticală FJ, se va putea determina în funcție de greutatea volumică a terenului natural  $\gamma_2$ , considerând coeficientul rezistenței pasive  $K_p = \tan^2(\pi/4 + \Phi/2)$ , așa cum l-a stabilit Rankine, rezultă (4.123.):

$$P_p^3 = \frac{\gamma_2 * H_d^2}{2} * K_p = \frac{\gamma_2 * r_2^2 * \sin^2(\pi/4 - \Phi_2/2)}{2} * \tan^2(\pi/4 + \Phi_2/2) \quad (4.123.)$$

În aceste condiții, relația (4.102.) poate fi explicitată sub forma (4.124.) dacă se utilizează și expresiile (4.122. a, b, c):

$$q_\gamma = \frac{1}{B} * \left\{ 2 * \frac{3}{B} * (-A_1 * \gamma_1 * l_1 + A_2 * \gamma_2 * l_2 + A_3 * \gamma_2 * l_3 + \frac{\gamma_2 * r_2^2 * \sin^2(\pi/4 - \Phi_2/2)}{2} * \tan^2(\pi/4 + \Phi_2/2) * (2/3 * H_d + \Delta y)) - \frac{B^2}{4} * \gamma_1 * \tan \Phi_1 \right\} \quad (4.124.)$$

Pentru a aduce sub o formă explicită relația de calcul a coeficientului de capacitate portantă  $N_\gamma$ , în funcție de unghiurile de frecare interioară  $\Phi_1$  și  $\Phi_2$ , se vor scoate ca factor comun unic valorile greutății volumice  $\gamma_1$  și  $\gamma_2$  sub forma unei valori medii ponderate, în funcție de mărimea suprafețelor aferente fiecărui material. De asemenea se va putea scoate factor comun și lățimea B a fundației introducând notațiile (4.125 a, b, c):

$$\underline{r}_1 = r_1 / B, \quad \underline{r}_2 = r_2 / B, \quad \underline{r}_3 = r_3 / B \quad (4.125. a, b, c)$$

rezultă:

$$q_\gamma = B * \gamma * \left\{ 6 * \left[ -\frac{r_0^2 * [(r_1/r_0)^2 - 1]}{4 * \tan \Phi_1} * \left[ \frac{4 * r_0 * \tan \Phi_1}{3 * (9 * \tan^2 \Phi_1 + 1)} * \frac{(r_1/r_0)^3 - 3 * \tan \Phi_1 * \sin \theta_1 - \cos \theta_1}{(r_1/r_0)^2 - 1} - \Delta x \right] + \frac{r_1^2 * [(r_2/r_1)^2 - 1]}{4 * \tan \Phi_2} * \left[ \frac{4 * r_1 * \tan \theta_2}{3 * (9 * \tan^2 \Phi_2 + 1)} * \frac{(r_2/r_1)^3 * (3 * \tan \Phi_2 * \sin \theta_2 - \cos \theta_2) + 1}{(r_2/r_1)^2 - 1} + \Delta x \right] \right\}$$



$$\begin{aligned}
& + \frac{r_2^2}{2} * \frac{\sin(\pi / 4 - \Phi_2)}{2} * \left[ \frac{2}{3} * r_2 * \cos(\pi / 4 - \Phi_2 / 2) + \Delta x^- \right] + \\
& + \frac{r_2^2 * \sin^2(\pi / 4 - \Phi_2 / 2)}{2} * \tan^2(\pi / 4 + \Phi_2 / 2) * \\
& * \left( \frac{2}{3} * r_2 * \sin(\pi / 4 - \Phi_2 / 2) + \Delta y^- \right) \left] - \frac{\tan \Phi_1}{4} \right\}
\end{aligned}$$

( 4.126. )

unde  $\Delta x = \Delta x / B$  iar  $\Delta y = \Delta y / B$  .

Partea din relația ( 4.126. ) cuprinsă între acolade , reprezintă relația de calcul a coeficientului de capacitate portantă , exprimat exclusiv prin valorile unghiurilor de frecare interioară  $\Phi_1$  și  $\Phi_2$  prin notațiile mai sus menționate . Nu s-au mai efectuat substituțiile aferente expresiilor de calcul ale  $r_0$  ,  $r_1$  și  $r_2$  , relațiile de calcul fiind ( 4.111. ) , ( 4.112. ) respectiv ( 4.113. ) deoarece s-ar fi obținut o expresie mult prea voluminoasă . Printr-un program de calcul relativ simplu , având în vedere avantajele oferite de calculatoarele personale , s-au calculat valorile acestui coeficient .

Valorile coeficientului de capacitate portantă  $N_\gamma$  au fost calculate pentru perechi de valori ale unghiurilor  $\Phi_1$  și  $\Phi_2$  , în domeniile pentru  $\Phi_1$  cuprinse între  $30^\circ \dots 50^\circ$  , respectiv  $\Phi_2$  între  $10^\circ \dots 35^\circ$

Rezultatele obținute pentru valorile coeficienților de capacitate portantă  $N_q$  ,  $N_c$  respectiv  $N_\gamma$  conform relațiilor ( 4.86. ) , ( 4.97. ) respectiv ( 4.126 ) sunt prezentate în Tabelele 4.2. , 4.3. și 4.4. .

#### Valorile coeficientului de capacitate portantă $N_q$

Tabelul 4.2.

$\Phi_1$	$30^\circ$	$32,5^\circ$	$35^\circ$	$37,5^\circ$	$40^\circ$	$42,5^\circ$	$45^\circ$	$47,5^\circ$	$50^\circ$
$10^\circ$	7,13	8,06	9,12	-	-	-	-	-	-
$12,5^\circ$	8,08	9,13	10,34	11,72	-	-	-	-	-
$15^\circ$	9,19	10,38	11,76	13,33	15,16	-	-	-	-
$17,5^\circ$	10,50	11,87	13,43	15,23	17,32	19,75	-	-	-
$20^\circ$	12,06	13,63	15,43	17,50	19,89	22,69	25,97	-	-
$22,5^\circ$	13,93	15,75	17,82	20,21	22,98	26,21	30,00	34,49	39,85
$25^\circ$	16,20	18,31	20,73	23,51	26,73	30,49	34,89	40,11	46,35
$27,5^\circ$	-	21,47	24,30	27,56	31,33	35,73	40,90	47,02	54,33
$30^\circ$	-	-	28,73	32,58	37,05	42,25	48,35	55,59	64,23
$32,5^\circ$	-	-	-	38,91	44,24	50,45	57,74	66,38	76,70
$35^\circ$	-	-	-	-	53,43	60,94	69,75	80,18	92,65

Valorile coeficientului de capacitate portantă  $N_c$

Tabelul 4.3.

$\Phi_1$	30°	32,5°	35°	37,5°	40°	42,5°	45°	47,5°	50°
10°	3,37	3,39	3,37	-	-	-	-	-	-
12,5°	3,72	3,74	3,71	3,63	-	-	-	-	-
15°	4,15	4,17	4,13	4,04	3,89	-	-	-	-
17,5°	4,69	4,7	4,65	4,55	4,38	4,15	-	-	-
20°	5,35	5,36	5,31	5,19	4,99	4,73	4,38	-	-
22,5°	6,17	6,19	6,13	5,99	5,77	5,43	5,07	4,59	4,03
25°	7,21	7,23	7,17	7,01	6,76	6,41	5,96	5,41	4,76
27,5°	-	8,55	8,48	8,30	8,01	7,62	7,10	6,47	5,72
30°	-	-	10,17	9,97	9,64	9,18	8,59	7,85	6,99
32,5°	-	-	-	12,14	11,77	11,23	10,54	9,69	8,68
35°	-	-	-	-	14,57	13,95	13,14	12,14	10,95

Valorile coeficientului de capacitate portantă  $N_y$

Tabelul 4.4.

$\Phi_1$	30°	32,5°	35°	37,5°	40°	42,5°	45°	47,5°	50°
10°	18,56	22,08	26,36	-	-	-	-	-	-
12,5°	18,96	22,55	26,89	32,19	-	-	-	-	-
15°	19,78	23,50	28,01	33,51	40,25	-	-	-	-
17,5°	20,75	24,91	29,67	35,47	42,59	51,40	-	-	-
20°	22,59	26,82	31,93	38,16	45,79	55,24	67,04	-	-
22,5°	24,71	29,32	34,91	41,70	50,03	60,34	73,20	89,43	110,2
25°	27,46	32,58	38,78	46,32	55,57	67,00	81,27	99,27	122,3
27,5°	-	36,81	43,81	52,32	62,77	75,68	91,80	112,1	138,1
30°	-	-	50,36	60,16	72,18	87,03	105,6	128,9	158,8
32,5°	-	-	-	70,48	84,58	102,0	123,8	151,2	186,2
35°	-	-	-	-	101,1	122,0	148,1	181,0	222,9

Aceste valori sunt reprezentate grafic în Figura 4.31. a , b și c .

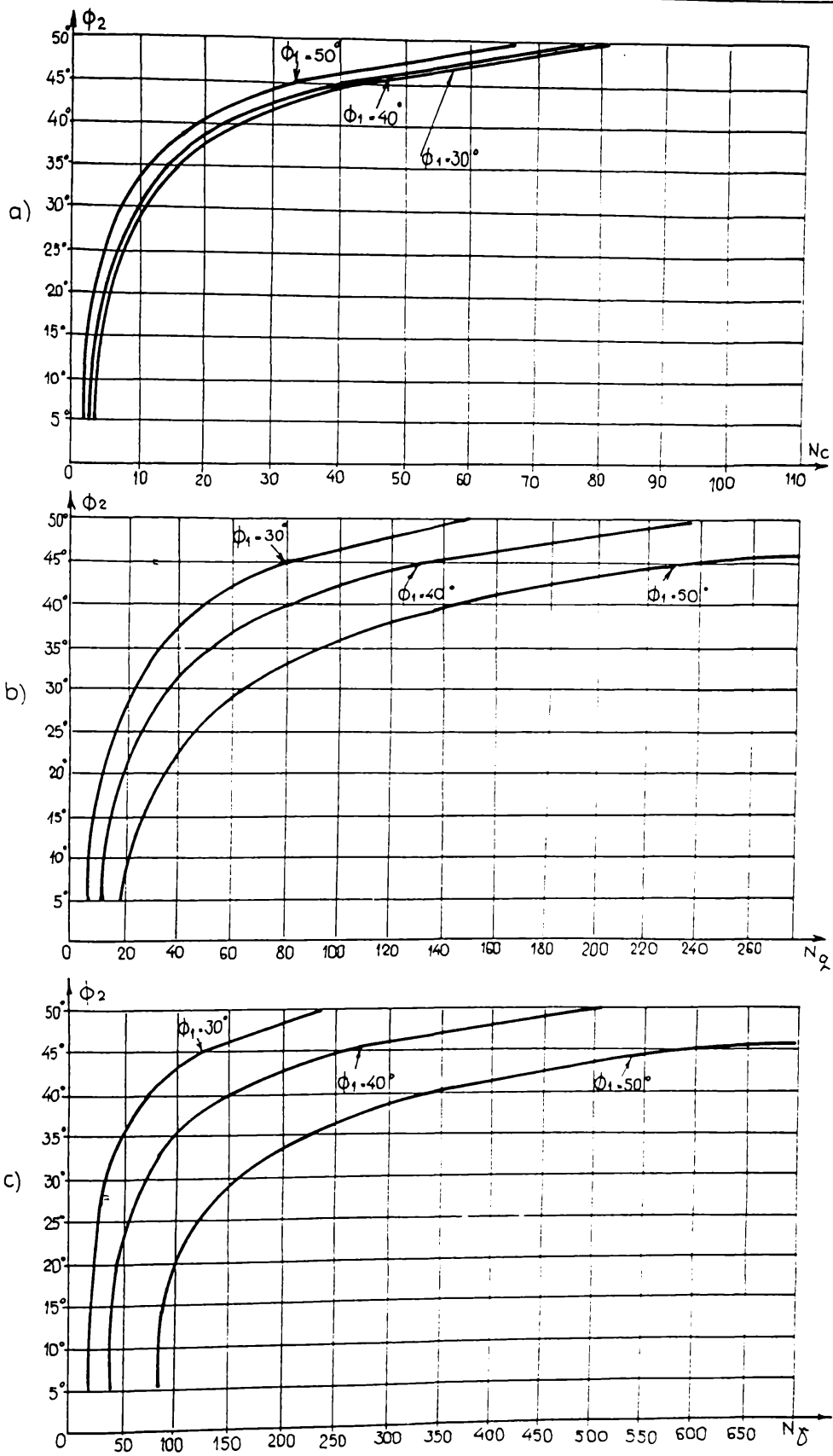


Fig. 4.31. Reprezentarea grafică a variației coeficienților  $N_c$ ,  $N_q$  și  $N_\delta$

Metoda de calcul a capacității portante a sistemelor de fundare executate în gropi ștanțate , prezentată , este o metodă fundamentată teoretic care ține seama de modul de conlucrare al fundațiilor executate în gropi ștanțate cu terenul de fundare.

Analizând valorile obținute pentru coeficienții de capacitate portantă  $N_c$  ,  $N_q$  și  $N_\gamma$  , rezultă că influența factorului  $N_c$  este relativ redusă , aceasta explicându-se prin faptul că bulbul din material granular are coeziunea egală cu zero iar suprafața de lunecare ACDFH , trece numai parțial prin terenul natural coeziv (  $c_2 \neq 0$  ) .

Valorile coeficientului de capacitate portantă  $N_c$  au în consecință valori mai mici decât cele determinate de Terzaghi .

$N_q$  este coeficientul de capacitate portantă care ține seama de presiunea geologică de la nivelul cotei de fundare . Dacă se consideră unghiul de frecare interioară al terenului natural  $\Phi_2$  ca fiind egal cu cel al materialului granular de adaos  $\Phi_1$  s-a constatat că valorile  $N_q$  obținute prin metoda de calcul propusă sunt practic egale cu cele stabilite de către Terzaghi . Aceasta confirmă valabilitatea metodei și totodată corectitudinea rezultatelor obținute .

În ceea ce privește coeficienții de capacitate portantă  $N_\gamma$  , aceștia au valori mai mari decât valorile determinate prin metoda lui Terzaghi , datorită în principal modificării alorei suprafeței de cedare , care formează în punctul A , respectiv B ( Fig. 4.21. ) un unghi cu talpa fundației egal cu unghiul de frecare interioară al materialului granular de adaos ,  $\Phi_1$  , care are în general valori cu 30 % ... 50 % mai mari decât unghiul de frecare interioară al terenului natural .

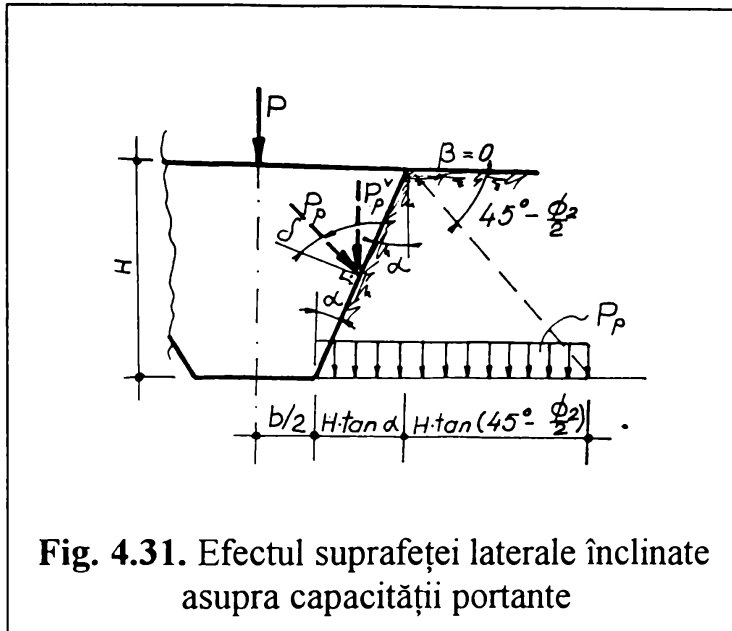
Tinând seama de particularitățile constructive ale soluțiilor de realizare a fundațiilor executate în gropi ștanțate , ( forma de trunchi de piramidă , respectiv posibilitatea prezenței unei console la partea superioară a fundației ) în cadrul exemplului de calcul care va fi prezentat în continuare se va face referire la aceste aspecte .

#### **4.5. Exemplu de calcul a capacității portante a unor fundații executate prin ștanțarea gropii de fundație**

Capacitatea portantă a fundației executată într-o groapă ștanțată , cu bulb din material granular de adaos , se va determina din condiția de limită a capacității portante .

Trebuie menționat că acest calcul este valabil numai în cazul în care înălțimea bulbului din material granular de adaos este mai mare decât de două ori lățimea tălpii fundației . Această condiție se impune pentru ca cedarea terenului să se producă prin mobilizarea suprafeței de lunecare considerată în metoda propusă . Dacă nu este îndeplinită această condiție există riscul ca cedarea terenului să se producă prin poansonarea bulbului și nu prin mecanismul considerat la stabilirea ipotezelor și a metodologiei de calcul prezentată .

Având în vedere particularitățile de execuție și de alcătuire al acestui tip de fundații , la calculul capacității portante trebuie să se țină seama de suprafața laterală înclinată a fundației , precum și de prezența în majoritatea cazurilor a tălpii de fundație de la partea superioară a fundației propriuzise executată în groapa ștanțată .



**Fig. 4.31.** Efectul suprafeței laterale înclinate asupra capacității portante

Sporul de capacitate portantă datorat suprafeței laterale înclinate , va fi pus în evidență prin efectul rezistenței pasive , mobilizate în urma tasării fundației datorită sarcinilor verticale ( Fig. 4.33. ) .

Se consideră că presiunea datorată mobilizării rezistenței pasive  $P_p$  se va repartiza sub un unghi de  $(\pi / 4 + \Phi_2 / 2)$  , față de verticală . In aceste condiții presiunea verticală suplimentară  $p_p$  de la nivelul tălpii fundației se poate calcula cu relația ( 4.127. ) :

$$p_p = \frac{P_p^v}{H * [\tan \alpha + \tan(\pi / 4 + \Phi_2 / 2)]} \quad (4.127.)$$

unde  $P_p^v = P_p * \cos(\pi / 2 - \delta - \alpha)$  - reprezintă componenta verticală a rezistenței pasive  $P_p$  mobilizată ;

$$P_p = \gamma_2 * H^2 * K_p / 2$$

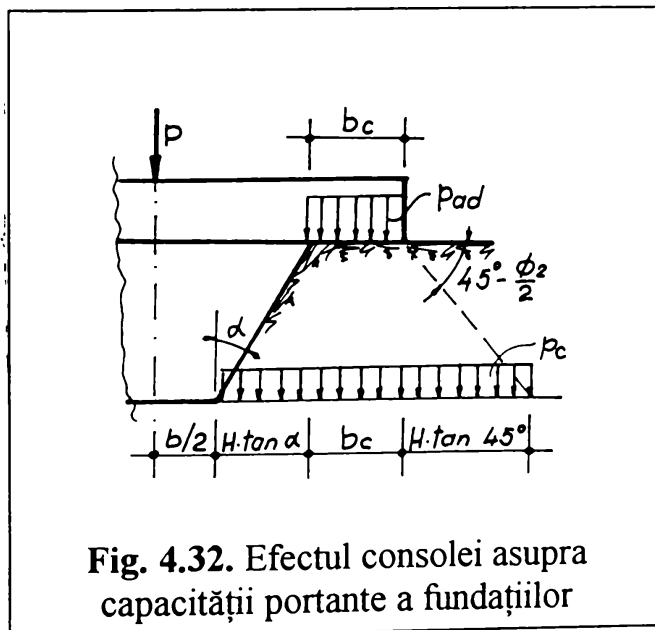
- rezistența pasivă mobilizată ,

$K_p$  fiind coeficientul rezistenței pasive [ 32 ] .

Prezența tălpii de fundație la partea superioară a fundației executată în groapa ștanțată va determina apariția unei presiuni suplimentare la nivelul tălpii fundației ( Fig. 4.34. ) care la rândul ei va asigura un spor de capacitate portantă .

Valoarea presiunii transmise de consolă se determină ca fiind presiunea maximă admisă pe terenul natural din condiția de limită a deformațiilor  $p_{ad}$  ,

putând fi valoarea calculată a presiunii de plasticizare  $p_{pl}$  , sau valoarea presiunii convenționale ,  $p_{conv}$  determinată conform STAS 3300/2-85 .



**Fig. 4.32.** Efectul consolei asupra capacității portante a fundațiilor

Presiunea exercitată la nivelul tăpii fundației  $p_c$  în cazul problemei plane devine ( 4.128. ) :

$$p_c = \frac{p_{ad} * b_c * 1}{H * \tan \alpha + b_c + H * \tan(\pi / 4 + \Phi_2 / 2)} = \frac{p_{ad} * b_c}{b_c + H * [\tan \alpha + \tan(\pi / 4 + \Phi_2 / 2)]} \quad (4.128.)$$

### Exemplu de calcul

Se va determina capacitatea portantă a unei fundații executată într-o groapă ștanțată cu bulb din material granular de adaos , având următoarele dimensiuni :

$$B = 0,75 \text{ m} ;$$

$$b = 0,45 \text{ m} ;$$

$$H = 0,60 \text{ m} ;$$

( Fig. 4.35. )

Terenul de fundare este alcătuit dintr-un praf argilos , cu  $\Phi_2 = 22,5^\circ$  ,  $c_2 = 55 \text{ kN/m}^2$  și  $\gamma_2 = 19,2 \text{ kN/m}^3$  , iar  $p_{conv} = 200 \text{ kN/m}^2$  .

Materialul granular de adaos prezintă următoarele caracteristici fizico-mecanice :  $\Phi_1 = 45^\circ$  ,  $c_1 = 0$  ,

$$\gamma_1 = 18,5 \text{ kN/m}^3 .$$

Capacitatea portantă limită pentru o fundație patrată după Terzaghi , [ 96 ] , se determină cu relația ( 4.129. ) :

$$q_u = 1,3 * c * N_c + (\gamma * z + p_c + p_p) * N_q + 0,8 * \gamma * B * N_\gamma \quad (4.129.)$$

$$\tan \alpha = \frac{15}{60} = 0,25 \Rightarrow \alpha = 14^\circ$$

$$\alpha_2 = \frac{2}{3} * \Phi_2 = \frac{2}{3} * 22,5^\circ = 15^\circ$$

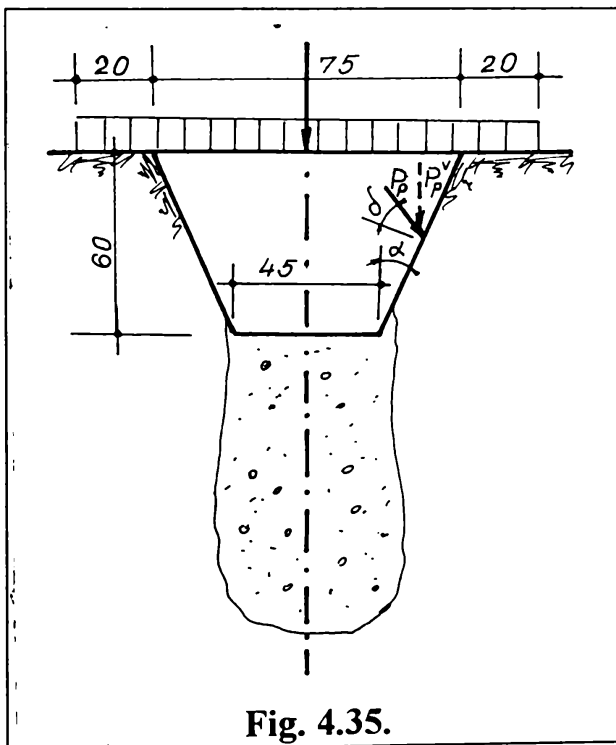


Fig. 4.35.

Se calculează rezistența pasivă mobilizată de fața laterală a fundației [ 96 ] :

$$P_p = \frac{\gamma * H^2}{2} * K_p$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\Phi_2 - \alpha)}{\cos^2 \alpha * \cos(\delta_2 - \alpha) * \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\Phi_2 + \beta) * \sin(\Phi_2 - \delta_2)}{\cos(\alpha + \beta) * \cos(\delta_2 - \alpha)}} \right]^2} =$$

$$= \frac{\cos^2(22,5 - 14)}{\cos^2 14 * \cos(15 - 14) * \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(22,5 + 0) * \sin(22,5 - 15)}{\cos(14 + 0) * \cos(15 - 14)}} \right]^2} = 1,739$$

$$P_p = \frac{19,2 * 0,6^2}{2} * 1,739 = 6,01... kN / m$$

$$P_p^v = P_p * \cos(\pi / 2 - \delta - \alpha) = 6,01 * \cos(90^\circ - 15^\circ - 14^\circ) = 2,9 \text{ kN/m}$$

Presiunea suplimentară verticală la nivelul tălpii fundației , datorită suprafeței înclinate a fundației este :

$$p_p = \frac{P_p^v}{H * [\tan \alpha + \tan(\pi / 4 + \Phi_2 / 2)]} = \frac{2,9}{0,6 * [\tan 14^\circ + \tan(45^\circ + 22,5^\circ / 2)]}$$

$$p_p = 2,768 \text{ kN/m}^2$$

Coeficienții de capacitate portantă  $N_c$  ,  $N_q$  și  $N_\gamma$  , conform Tabelelor 4.2. , 4.3. și 4.4. vor avea următoarele valori :

$$N_c = 5,07$$

$$N_q = 30,00$$

$$N_\gamma = 72,05$$

Rezultă capacitatea portantă limită pentru o fundație fără console :

$$q_u = 1,3 * 55 * 5,07 + (19,2 * 0,6 + 2,768) * 30,0 + 0,8 * 19,2 * 0,45 * 72,05$$

$$q_u = 1289,2 \text{ kN / m}^2$$

Capacitatea portantă limită a fundației va fi :

$$Q_u = q_u * b * b = 1289,2 * 0,45 * 0,45 = 261 \text{ kN}$$

In cazul în care se ia în considerare și efectul unei console , prin realizarea unei tălpi de monolitizare la partea superioară a fundațiilor executate în gropi ștanțate ( consolă cu lățimea  $b_c = 15 \text{ cm}$  ) rezultă :

$$p_c = \frac{p_{ad} * b_c}{b_c + H * [\tan(\pi / 4 + \Phi_2 / 2) + \tan \alpha]} =$$

$$= \frac{200 * 0,15}{0,15 + 0,6 * [\tan(45^\circ + 22,5^\circ / 2) + \tan 14^\circ]} = 25,01 \dots kN / m^2$$

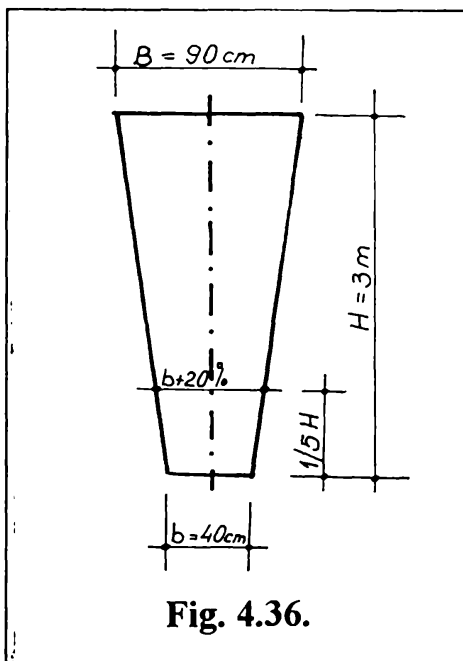
$$q_{uc} = 1,3 * 55 * 5,07 + (19,2 * 0,6 + 2,768 + 25,01) * 30,00 + 0,8 * 19,2 * 0,45 * 72,05$$

$$q_{uc} = 2039,5 \text{ kN} / m^2$$

Pentru fundația cu consolă , rezultă :

$$Q_{uc} = q_{uc} * b * b = 2039,5 * 0,45 * 0,45 = 413 \text{ kN}$$

Fundație de adâncime fără console ( Fig. 4.36. )



$$\tan \alpha = \frac{0,25}{3,00} = 0,083 \Rightarrow \alpha = 5,27^\circ$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\Phi_2 - \alpha)}{\cos^2 \alpha * \cos(\delta_2 - \alpha) * \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\Phi_2 + \beta) * \sin(\Phi_2 - \delta_2)}{\cos(\alpha + \beta) * \cos(\delta_2 - \alpha)}} \right]^2} =$$

$$= \frac{\cos^2(22,5 - 5,27)}{\cos^2 5,27 * \cos(15 - 5,27) * \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(22,5 + 0) * \sin(22,5 - 15)}{\cos(5,27 + 0) * \cos(15 - 5,27)}} \right]^2} = 1,18$$



$$P_p = \frac{\gamma_2 * H^2}{2} * K_p$$

$$P_p = \frac{19,2 * 3,0^2}{2} * 1,186 = 102,47...kN / m$$

$$P_p^v = 102,47 * \cos ( 90^\circ - 15^\circ - 5,27^\circ ) = 46,9 \text{ kN} / m$$

$$q_u = 1,3 * c * N_c + (\gamma_2 * z + p_c + p_p ) * N_q + 0,8 * \gamma_2 * B * N_\gamma$$

$$q_u = 1,3 * 55 * 5,07 + ( 19,2 * 3,00 + 46,9 ) * 30,0 + 0,8 * 19,2 * 0,50 * 72,05$$

$$q_u = 4050,8 \text{ kN} / m^2$$

$$Q_u = 4050,8 * 0,50 * 0,50 = 1012,7 \text{ kN}$$

*Fundație de adâncime cu consolă*

$$b_c = 0,20 \text{ m} ; \quad H = 3,00 \text{ m}$$

$$p_c = \frac{200 * 0,20}{0,20 + 3,00 * [\tan(45^\circ + 22,5^\circ / 2) + \tan 5,27^\circ]} = 9,75...kN / m^2$$

$$q_{uc} = 1,3 * 55 * 5,07 + ( 19,2 * 3,00 + 46,9 + 9,75 ) * 30,0 + 0,8 * 19,2 * 0,50 * 72,05$$

$$q_{uc} = 4343,3 \text{ kN} / m^2$$

$$Q_{uc} = 4343,3 * 0,50 * 0,50 = 1085,8 \text{ kN}$$

Analizând rezultatele obținute prin cele două exemple de calcul prezentate se pot scoate în evidență următoarele aspecte valabile pentru fundația de mică adâncime (  $h / b_{med} < 1,5$  ) :

- sporul de capacitate portantă pe care îl asigură realizarea fundației cu suprafața laterală înclinată este de numai 7 % față de o fundație clasică , cu suprafețele laterale verticale ;

- prezența consolelor ( a tălpilor de fundație ) la partea superioară a fundației executată în groapa ștanțată asigură o creștere substanțială a capacității portante a acesteia . În funcție de lungimea acestor console , sporul de capacitate portantă poate fi de ordinul 50 ... 70 % ;

În ceea ce privește rezultatele calculului capacității portante pentru fundația de adâncime , (  $h / b_{med} > 1,5$  ) , se pot sublinia următoarele aspecte :

- în cazul fundațiilor executate în gropi ștanțate adânci , sporul de capacitate portantă pe care îl asigură realizarea unei tălpi de fundație la partea superioară a fundației este mult mai redus , în comparație cu fundațiile puțin adânci , creșterea capacității portante fiind sub 10 % ;

- comparativ , capacitatea portantă a fundațiilor de adâncime executate în gropi ștanțate este mult mai mare decât a celor de suprafață , sporul de capacitate portantă fiind de cca. trei ori , pentru cazurile concrete prezentate . Această valoare depinde de caracteristicile concrete ale amplasamentului și desigur de dimensiunile fundațiilor .

Rezultatele numerice obținute corespund calitativ cu o serie întreagă de încercări experimentale [ 10 ] , [ 59 ] , [ 60 ] , [ 104 ] , [ 109 ] , executate pe modele la scară redusă .

În continuare se vor prezenta o serie de rezultate ale unor încercări de probă din literatura de specialitate care confirmă concluziile menționate anterior .

#### **4.6. Analiză comparativă privind capacitatea portantă a sistemelor de fundare executate în gropi ștanțate**

Pentru a verifica viabilitatea metodei de calcul propuse , se vor compara rezultatele obținute prin aplicarea metodei , cu valorile capacităților portante determinate în mod experimental prin încercări statice de probă pe fundații executate la scara 1:1 , prezentate în literatura de specialitate de diverși autori .

Pentru determinarea încărcării critice , corespunzătoare cedării elementului de fundație , s-a utilizat metoda propusă de N. Vasiloni ( 1985 ) , [ 144 ] .

În conformitate cu normele românești , pentru trasarea diagramei încărcare-tasare a unui element de probă încărcat static , se folosesc perechile de valori (  $Q_i$  ,  $s_i$  ) corespunzătoare treptei de încărcare  $Q_i$  și a tasării corespunzătoare  $s_i$  . Prin reprezentarea grafică , dublu logaritmă a variabilelor  $Q_i$  respectiv  $s_i$  , se constată că punctele se distribuie de-a lungul a două drepte concurente (Fig. 4.37).

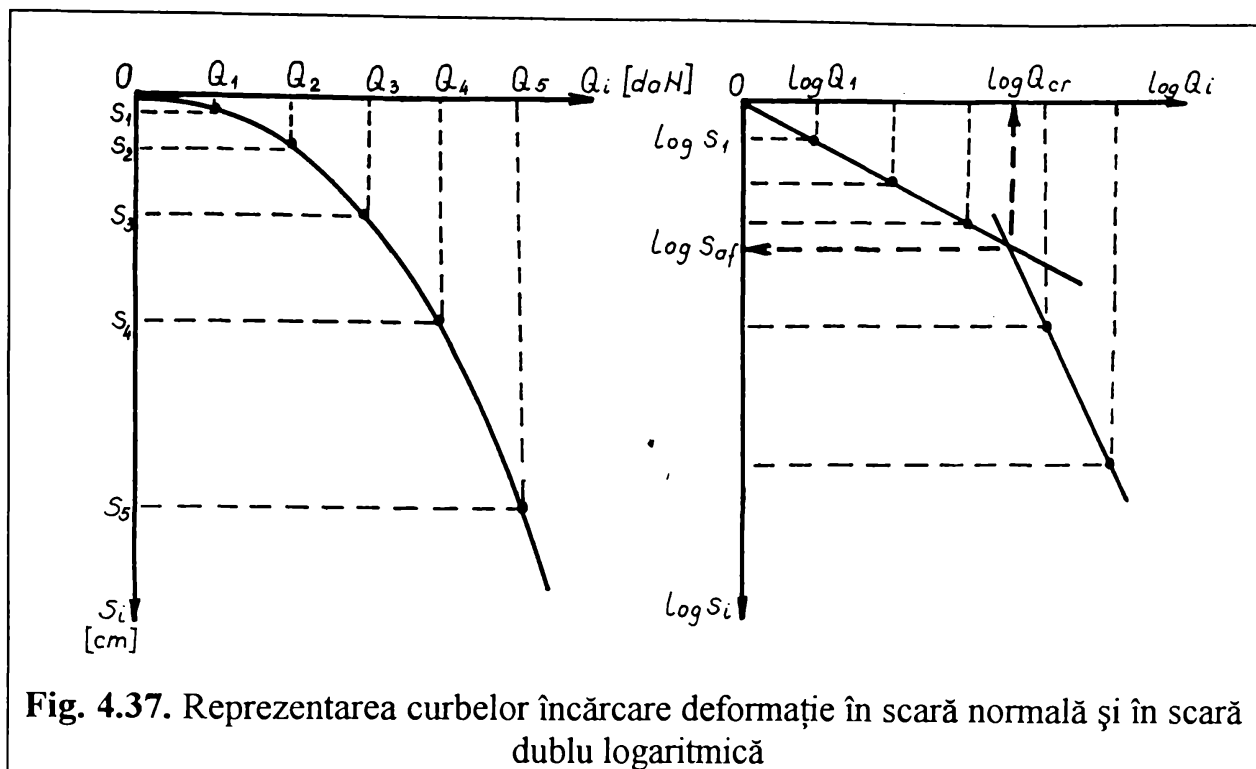
Datorită acestui fapt , se consideră că relația dintre mărimile  $Q_i$  și  $s_i$  poate fi aproximată prin două funcții putere de forma ( 4.130. a , b ) :

$$Q_{(s)} = a_1 * s^{b_1} \quad ( \text{pentru } s < s(p_{cr}) ) \quad ( 4.130. a )$$

$$Q_{(s)} = a_2 * s^{b_2} \quad ( \text{pentru } s > s(p_{cr}) ) \quad ( 4.130. b )$$

în care  $a_1$  și  $b_1$  respectiv  $a_2$  și  $b_2$  sunt parametrii primei , respectiv celei de-a doua funcții .

În acord cu mecanismul de cedare al terenului de fundare , prima funcție putere descrie procesul pentru tasări mai mici sau egale cu tasarea corespunzătoare încărcării critice , iar cea de-a doua funcție putere descrie procesul de cedare elasto-plastic al fundației .



**Fig. 4.37.** Reprezentarea curbelor încărcare deformație în scară normală și în scară dublu logaritmică

Formele liniarizate ale relațiilor ( 4.130. a , b ) se obțin prin logaritmare ( 4.131. a , b ) :

$$\log Q_i = \log a_1 + b_1 * \log s_i \quad (4.131. a)$$

$$\log Q_i = \log a_2 + b_2 * \log s_i \quad (4.131. b)$$

Considerând regresia valorilor (  $\log Q_i$  ) în raport cu (  $\log s_i$  ) , ecuația generală , specifică fiecărei drepte este de forma ( 4.132. ) :

$$Y = A + B * X \quad (4.132. )$$

Estimarea parametrilor A și B proprii fiecărei drepte se face prin aplicarea metodei celor mai mici patrate .

Abscisa punctului de intersecție a celor două drepte ( Fig. 4.37. b ) estimează valoarea logaritmică a încărcării critice .

Pentru determinarea acestui punct se aplică criteriul Gauss de concordanță . Acesta constă în considerarea succesivă a unui număr oarecare de funcții de aproximare , de tipul “ două drepte “ , pentru fiecare calculând valoarea testului Gauss . Intreaga procedură a fost transpusă într-un program de calcul automat , rezultatele obținute prin rularea acestuia fiind prezentate în continuare .

*Pentru fundații de mică adâncime ( $h / b_{med} < 1,5$ ) :*

1. Păunescu , M. , Marin , M. ( 1986 ) - *Soluții moderne pentru fundații directe* , Editura Facla :

Tr. înc.	$Q_i$ [ kN ]	$s_i$ [ cm ]
1	80	0,3
2	120	0,4
3	160	0,6
4	240	1,05
5	400	2,9
6	440	3,7
7	480	4,5
8	600	7,0

$$Q_{cr} = 239 \text{ kN}$$

2. Boldurean , I. P. , Stanciu , V. , Roșu , I. - ( 1987 ) - *Aspecte privind soluția de fundare prin ștanțare la un cvartal de locuințe din orașul Bocșa* , A VI Conferință națională de Geotehnică și Fundații , Galați , 24 ... 26 Septembrie 1987 :

Tr. înc.	$Q_i$ [ kN ]	$s_i$ [ cm ]
1	68	0,3
2	113	0,6
3	158	0,8
4	203	1,3
5	300	2,4
6	350	3,25
7	400	4,5

$$Q_{cr} = 250 \text{ kN}$$

*Fundații de adâncime ( $h / b_{med} > 1,5$ )*

Rezultatele prelucrate în continuare au fost preluate aproape în totalitate din literatura de specialitate din fosta URSS :

1. Bogdan , I. , Boldurean , I. P. - ( 1992 ) - *Soluție de fundare indirectă realizată cu ajutorul piloților scurți piramidali* , A VII a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații , 2 ... 4 Septembrie , Timișoara ;

Tr. înc.	$Q_i$ [ kN ]	$s_i$ [ cm ]
1	200	0,4
2	300	1,0
3	400	1,6
4	500	2,4
5	700	4,5
6	800	7,2
7	900	15,0

$$Q_{cr} = 723 \text{ kN}$$

2. Krutov , V. I. , Starodvorski , V. V. , Saievici , V. M. - ( 1983 ) - *Konstrukții fundamentov v vâtrambovanah kotlovanah dlia objektov agropromâșlevnних kompleksov v seismiceskih raionah* , Osnovania Fundamentâ i Mehanika Gruntov , 5 / 1985 Moskva ;

Conform aprecierii autorilor mai sus menționați , capacitatea portantă a unei fundații cu adâncimea de 2,60 m , având la bază un bulb din balast cu un volum de  $1,5 \text{ m}^3$  , este de 973 kN .

3. Rafalzuk , V. L. , Galaktionov , V. I. , Panin , A. L. , Lobanov , O. V. - ( 1985 ) - *Fundamentâ v vâtrambovanâh kotlovanah dlia deviatietajnâh jilâh zdanii serii 121 - T , vozvodimâh na prosadocinâh gruntah* , Osnovania Fundamentâ i Mehanika Gruntov , 5 / 1985 Moskva ;

Tr. înc.	$Q_i$ [ kN ]	$s_i$ [ cm ]
1	400	0,6
2	600	0,85
3	800	1,1
4	1000	1,8
5	1200	2,2
6	1400	4,0
7	1600	8,0

$$Q_{cr} = 1171 \text{ kN}$$

4. Krutov , V. I. , Rafalzuk , V. L. , Vlasov , Iu. V. - ( 1978 ) - *Fundamentâ v vâtrambovanâh kotlovanah s uşirennâm osnovniem* , Osnovania Fundamentâ i Mekanika Gruntov , 3 / 1978 , Moskva ;

Tr. înc.	$Q_i$ [ kN ]	$s_i$ [ cm ]
1	200	0,2
2	400	0,5
3	600	0,8
4	800	1,5
5	1200	3,3
6	1400	5,1
7	1600	8,0

$$Q_{cr} = 994 \text{ kN}$$

5. Krutov , V. I. , Levontin , N. B. , Bibişev , M. S. , Muhrâghin , I. F. - ( 1981 ) - *Uplotnenie gruntov na stroitelstve v Naberejnâh Celnak* , Osnovania Fundamentâ ii Mekanika Gruntov , 4 / 1981 , Moskva ;

Tr. înc.	$Q_i$ [ kN ]	$s_i$ [ cm ]
1	200	0,1
2	400	0,4
3	600	0,8
4	800	1,2
5	1200	1,95
6	1400	2,95
7	1600	5,7

$$Q_{cr} = 1032 \text{ kN}$$

6. Bogdasarov , Iu. A. , Piciughin , A. P. , Efimov , V. I. , Simonov , Iu. G. - ( 1982 ) - *Opât selskohoziaistvennogo I jilişnogo stroitelstva na fundamentah v vâtrambovannâh kotlovanah s uşirennâm osnovaniem* Osnovania Fundamentâ ii Mekanika Gruntov , 3/82 , Moskva ;

Tr. înc.	$Q_i$ [ kN ]	$s_i$ [ cm ]
1	200	0,1
2	400	0,25
3	600	0,6
4	800	1,1
5	1200	2,7
6	1400	3,6
7	1600	5,3

$$Q_{cr} = 761 \text{ kN}$$

Din prezentarea rezultatelor experimentale rezultă o bună coordonată între valorile capacităților portante obținute prin metoda de calcul elaborată și rezultatele experimentale obținute , atât pentru fundațiile de mică adâncime cât și pentru cele adânci .

Diferențele care rezultă se datoresc situației concrete de pe fiecare amplasament , cum ar fi natura și stratificația terenului de fundare , cantitatea de material granular de adaos , caracteristicile granulometrice ale acestuia , tehnologia de ștanțare a gropilor și modul de realizare al bulbului etc .

#### **4.7. Concluzii privind metoda de calcul a capacității portante propusă de autor**

In cadrul acestui capitol s-au determinat coeficienții de capacitate portantă  $N_c$  ,  $N_q$  și  $N_\gamma$  , pentru cazul particular al fundațiilor executate în gropi ștanțate cu bulb din material granular de adaos .

Relațiile de calcul stabilite sunt valabile în cazul în care bulbul din material granular are o adâncime de minim  $2 * B$  , sub nivelul bazei fundației . Această condiție este necesar a fi îndeplinită , pentru că în caz contrar fundația poate ceda prin poansonarea bulbului , rezultând valori mai reduse ale capacității portante a acestui sistem de fundare .

Valorile coeficienților de capacitate portantă  $N_c$  ,  $N_q$  și  $N_\gamma$  , țin seama atât de unghiul de frecare interioară al terenului natural (  $\Phi_2$  ) cât și de cel al materialului granular de adaos (  $\Phi_1$  ) .

Valorile obținute pentru cazul particular  $\Phi_1 = \Phi_2$  , prezintă o bună corelare cu coeficienții similari determinați de către K. Terzaghi , respectiv cu cei stabiliți de Meyerhof .

Valorile prezentate în tabelele 4.2. , 4.3. și 4.4. corespund situațiilor practic și tehnologic posibile , deoarece nu este logic să îmbunătățim un teren cu un unghi de

frecare interioară mare , de exemplu  $\Phi_2 = 30^\circ$  cu un material granular de adaos având o aceeași valoare a unghiului de frecare interioară  $\Phi_1 = 30^\circ$  .

Prin relațiile de calcul propuse se ține seama și de particularitățile constructive ale fundațiilor executate în gropi ștanțate care influențează valoarea capacității portante a acestora .

Analizând rezultatele calculelor efectuate pentru o fundație de mică adâncime (  $H = 0,80$  m ) și o fundație de adâncime (  $H = 3,00$  m ) , considerând cazul fundațiilor cu și fără console la partea superioară , se pot evidenția următoarele aspecte .

- Capacitățile portante obținute corespund valorilor experimentale obținute în urma încercărilor statice de probă , a unor fundații pe diferite amplasamente , încercări care vor fi prezentate în cadrul capitolului cinci al lucrării .

- Efectul suprafeței laterale înclinate a fundațiilor de mică adâncime asigură o creștere a capacității portante cu mai puțin de 10 % , față de cazul fundațiilor adânci la care sporul este mult mai substanțial , ajungând la peste 20 % , aceasta chiar și în condițiile reducerii unghiului de înclinare față de verticală al suprafețelor laterale ale fundațiilor .

- În ceea ce privește capacitatea portantă globală a fundațiilor , comparând cazul fundațiilor de suprafață cu cele de adâncime , rezultă un spor substanțial de capacitate portantă cu creșterea adâncimii de fundare . Pentru o creștere a adâncimii de patru ori se obține și o creștere de cca. patru ori a capacității portante a fundației .

- Prezența consolei , ( a tălpii de fundație ) , la partea superioară a fundației , determină de asemeni un spor de capacitate portantă , în special la fundațiile puțin adânci , la care acest spor este de cca. 60 % , la fundațiile de suprafață efectul acestor console fiind mult redus , sporul de capacitate portantă determinat fiind de numai 10 % .

În urma analizei acestor rezultate se poate afirma că metoda de calcul propusă permite proiectarea în condiții foarte avantajoase a unor soluții de fundare prin tehnologia ștanțării gropilor de fundație cu bulb din material granular de adaos.



## CAPITOLUL 5

### STUDII EXPERIMENTALE PE MODELE SI INCERCARI DE TEREN PRIVIND CAPACITATEA PORTANTA A FUNDATIILOR EXECUTATE IN GROPI STANTATE

#### 5.1. Considerații privind necesitatea și utilitatea încercărilor experimentale

Determinarea capacității portante a sistemelor de fundare constituie una din cele mai complicate probleme din domeniul construcțiilor . Acest fapt se datorează în principal dublei condiționări a acestui concept , care necesită cunoașterea caracteristicilor mecanice și de rezistență atât ale fundației cât și ale terenului de fundare .

Capacitatea portantă a unui sistem de fundare poate fi apreciată prin următoarele metode :

- utilizarea unei metode teoretice de calcul ;
- efectuarea unor încercări experimentale pe modele de fundații la scară redusă ;
- încercări de încărcare statică efectuate in situ pe fundații executate la scara 1:1 .

Fiecare din aceste metode presupune o serie de avantaje și dezavantaje , care fac uneori necesară utilizarea a două sau chiar a tuturor celor trei metode generale enunțate . Acest mod de abordare al problemei este necesar în cazul unor sisteme de fundare complexe , cum sunt fundațiile executate în gropi ștanțate .

- Stabilirea capacității portante a unor sisteme de fundare prin calcul , constituie o metodă rapidă și puțin costisitoare de rezolvare a problemei . Metodele de calcul teoretice prezintă însă o serie de limite , legate de gradul de generalitate al metodei , ( în funcție de ipotezele de calcul impuse ) , care nu pot rezolva probleme mai complexe , cum ar putea fi definite soluțiile de realizare a fundațiilor în gropi ștanțate .

Astăzi în afara unor metode de calcul propriuzise , există însă posibilitatea modelării comportării sub încărcări a unor structuri de fundare complexe prin utilizarea unor programe de calcul specifice , care aplică metoda elementelor finite sau a elementelor de frontieră .

- Determinarea capacității portante prin încercări pe modele constă în realizarea unor fundații la scară redusă , având toate caracteristicile geometrice reduse la anumite scări , astfel încât cunoscând solicitările aplicate pe model și urmărind tasările obținute să se poată deduce direct , cu ajutorul rapoartelor de scară caracteristicile solicitărilor și efectele acestora în cazul fundațiilor reale .

Modelarea propriuzisă ridică însă o serie de dificultăți deoarece de cele mai multe ori respectarea simultană și integrală a condițiilor de similitudine geometrică,

mecanică și fizică nu este posibilă decât , fie prin construirea modelului la scări prea mari , fie prin realizarea unor caracteristici ale modelului care din punct de vedere practic să fie imposibile . Alegerea condițiilor de modelare și stabilirea erorilor “ acceptate “ ce se comit prin neglijarea voită a unor parametri , alcătuiesc partea cea mai dificilă a tehnicii modelării . În mod concret , situația cea mai delicată fiind la realizarea în ștand a terenului de fundare și la interpretarea parametrilor care definesc terenul de fundare .

- Incercarea de probă la scara 1:1 constă din executarea unei fundații în situ , în imediata vecinătate a amplasamentului , sau chiar în cadrul sistemului de fundare , în condiții identice cu cele definitive , și supunerea la încercări similare cu încărcările din timpul exploatarei . Se măsoară deformațiile și se urmărește comportarea elementului de fundare sub efectul unor încărcări aplicate . Uneori încărcarea de probă este sporită până la rupere , stabilindu-se astfel și coeficientul de siguranță al soluției adoptate . Acest lucru este însă posibil numai dacă încercarea de probă se efectuează pe o fundație care nu aparține viitoarei construcții .

Se poate trage concluzia că realizarea de încercări experimentale ridică o serie de dificultăți și nu se poate evita observația privind costul foarte ridicat al unor astfel de lucrări . Totodată trebuie menționat că în cazul unor soluții noi de fundare , cum sunt fundațiile executate în gropi ștanțate , încercările statice de probă sunt imperios necesare .

În acest spirit se vor menționa în continuare o serie de lucrări experimentale, efectuate atât în laborator cât și pe teren , pe diverse amplasamente din țară care au permis clarificarea a numeroase aspecte privind tehnologia de realizare și modul de comportare sub încărcări al sistemelor de fundare executate în gropi ștanțate .

Ca un prim aspect concret privind tematica abordată în acest capitol , se vor prezenta rezultatele obținute în urma efectuării unor încercări de capacitate portantă pe modele de fundații executate în gropi ștanțate executate în diverse variante [ 10 ] , pentru a se putea stabili factorii care influențează capacitatea portantă a acestora .

Având în vedere efectul de îndesare al terenului natural obținut în urma procesului de ștanțare al gropii de fundație , s-a impus necesitatea studierii terenului de fundare din jurul fundațiilor executate , pentru a se putea stabili efectul de îmbunătățire obținut prin ștanțare și execuția bulbului , efect cu consecințe foarte importante asupra capacității portante a acestor fundații . Acest lucru s-a efectuat prin recoltări de probe și testarea acestora în laborator , precum și prin încercări de penetrare [ 12 ] , [ 107 ] .

Rezultatele unor încercări statice de probă efectuate pe fundații la scară 1:1 vor încheia prezentarea seriei de încercări experimentale efectuate pentru stabilirea capacității portante a acestor sisteme de fundare , încercări efectuate pe diverse amplasamente din Timișoara , [ 104 ] , [ 74 ] , Reșița , [ 107 ] , [ 11 ] , Bocșa [ 12 ] Botoșani [ 8 ] , rezultatele acestor experimentări fiind prezentate în continuare în cadrul acestui capitol .

## 5.2. Încercări pe modele privind capacitatea portantă a unor sisteme de fundare executate în gropi ștanțate

Încercările s-au efectuat pe modele executate la scara 1:10 într-o cuvă metalică, pământul utilizat fiind un nisip fin foarte uniform. Pentru fiecare determinare, materialul a fost pregătit la o aceeași stare de îndesare verificată prin greutatea volumică, determinată pe probe recoltate din ștand, obținându-se o medie a acestora  $\gamma_d = 15,8 \text{ kN/m}^3$ , abaterea valorilor obținute în raport cu valoarea medie nedeșășind 4,63%. S-a determinat și modulul de deformație edometric care a avut o valoare medie de  $60 \text{ daN/cm}^2$ .

Variantele de fundații încercate sunt prezentate în Figura 5.1. :

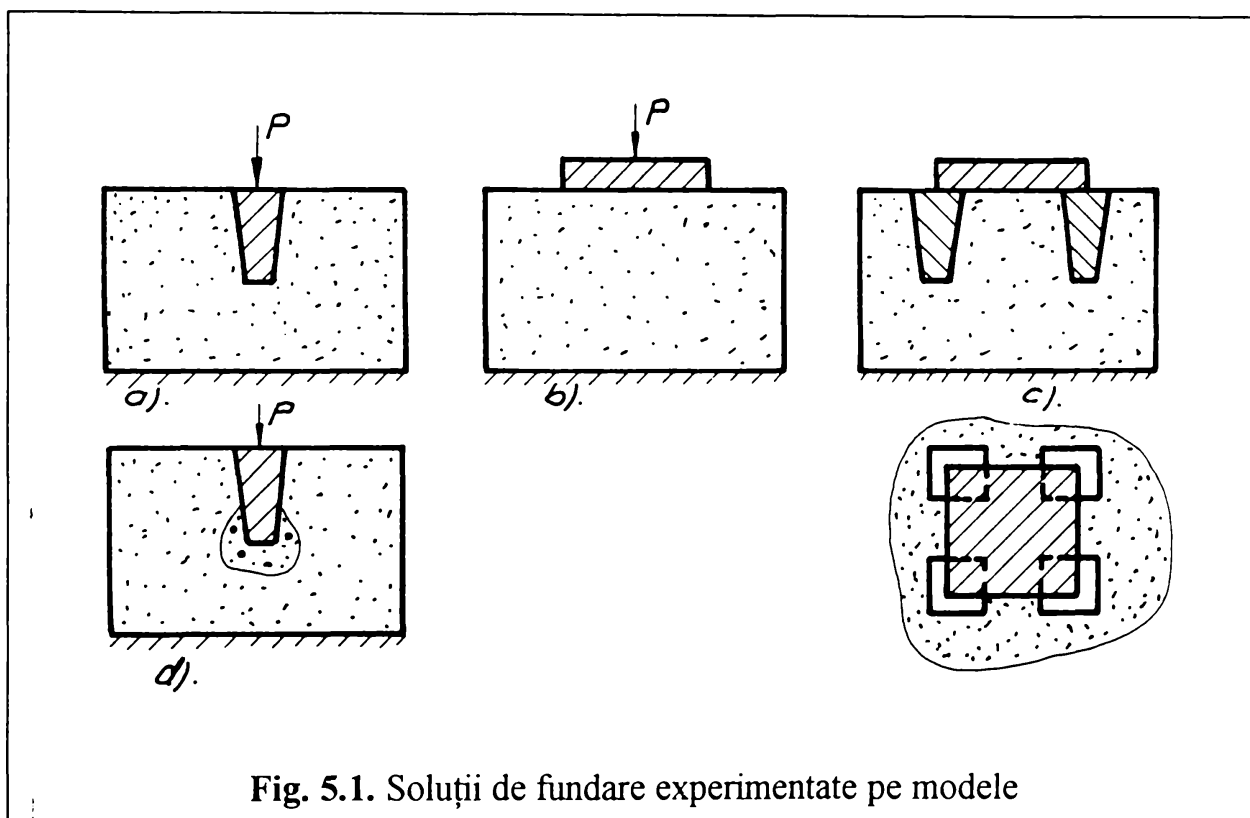


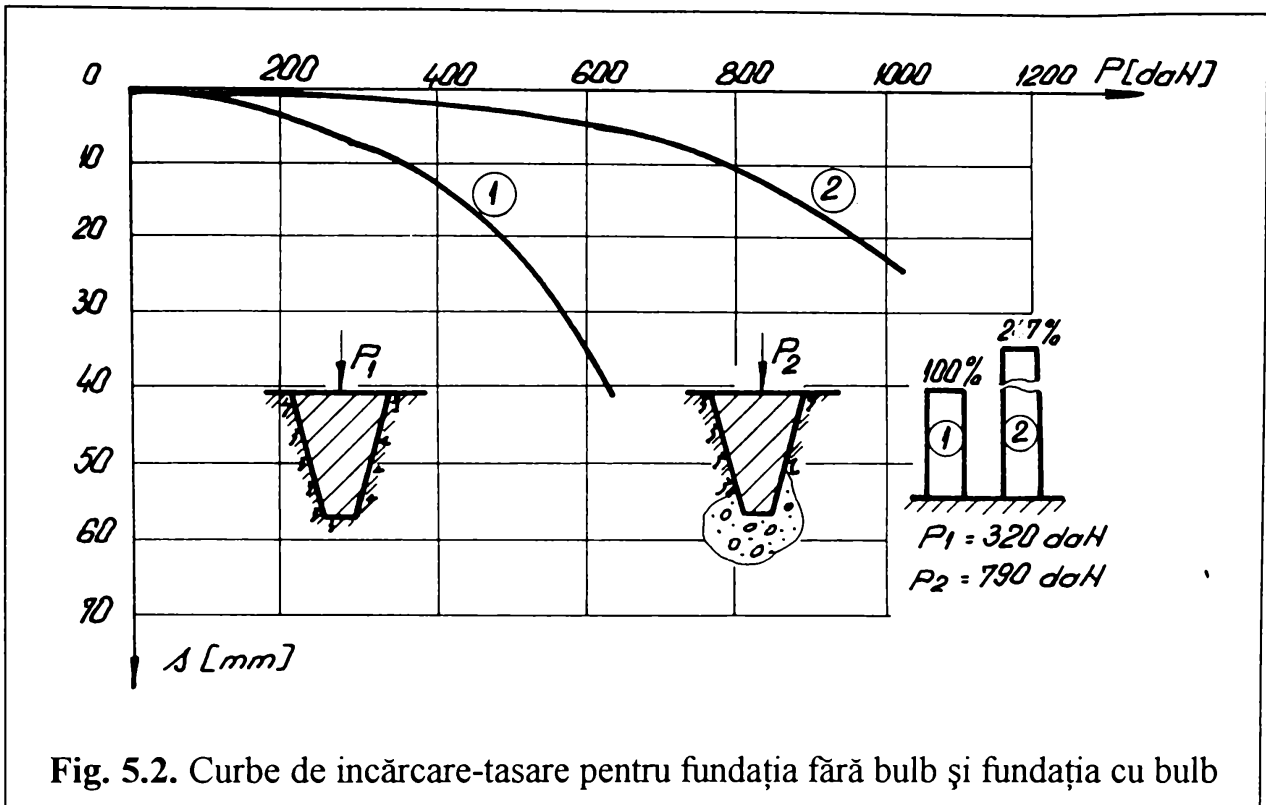
Fig. 5.1. Soluții de fundare experimentate pe modele

Prin încercările efectuate s-a urmărit determinarea capacității portante a unor elemente de fundare executate în gropi ștanțate și influența bulbului din material granular de adaos îndesat de la baza fundațiilor asupra valorii capacității portante a acestora. De asemenea, s-a încercat modelul unei fundații speciale, fundație rigidă care descarcă pe patru fundații în formă de trunchi de piramidă executate prin ștanțarea gropilor de fundație (Fig. 5.1. c), capacitatea portantă obținută comparându-se cu valoarea capacității portante a unei fundații clasice (Fig. 5.1. b).

Capacitatea portantă a fundațiilor încercate a fost definită ca fiind valoarea încărcării pentru care s-a obținut o tasare de 10 mm.

În urma încercărilor pe modele efectuate a rezultat că realizarea unui bulb din balast îndesat la baza elementului de fundare executat în groapa ștanțată asigură un

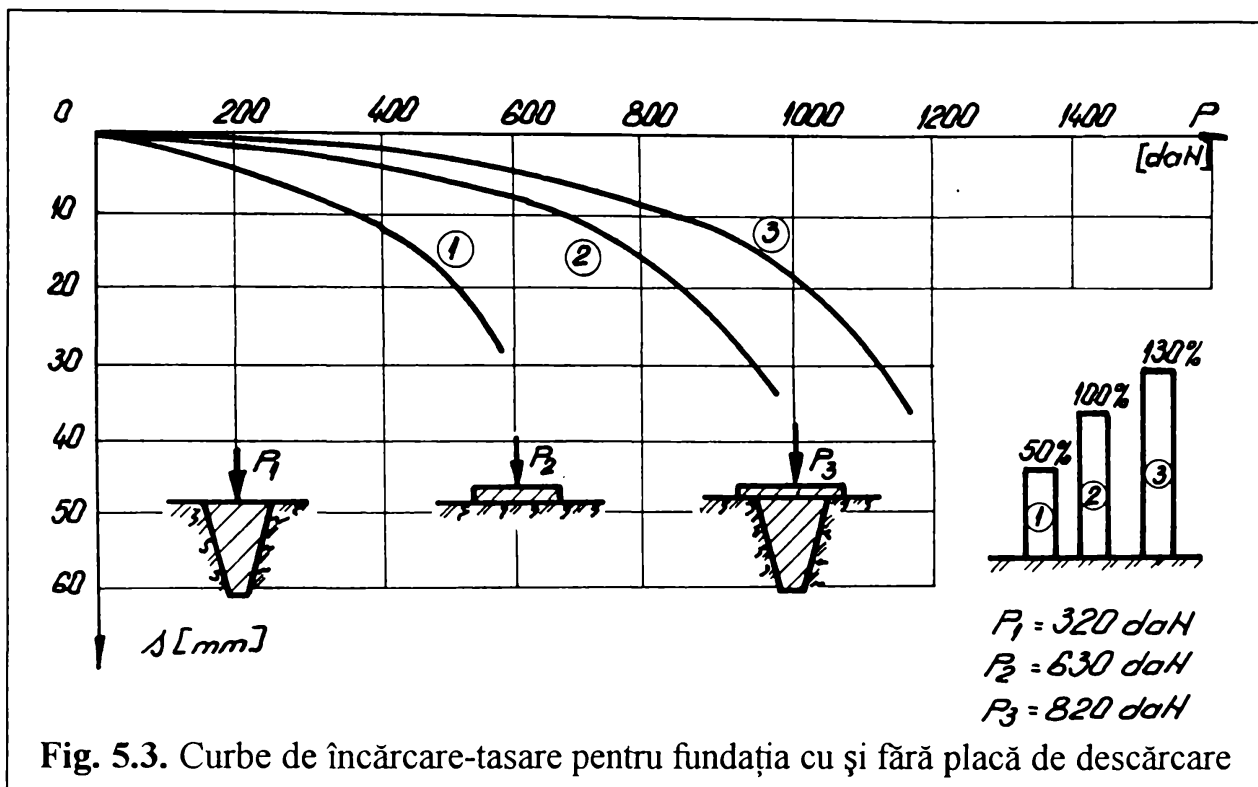
spor de capacitate foarte important de capacitate portantă . In Figura 5.2. se prezintă curbele de încărcare-tasare pentru un element din beton introdus în teren prin ștanțare , respectiv un element realizat tot prin ștanțarea gropii de fundație , realizat însă cu un bulb la bază .



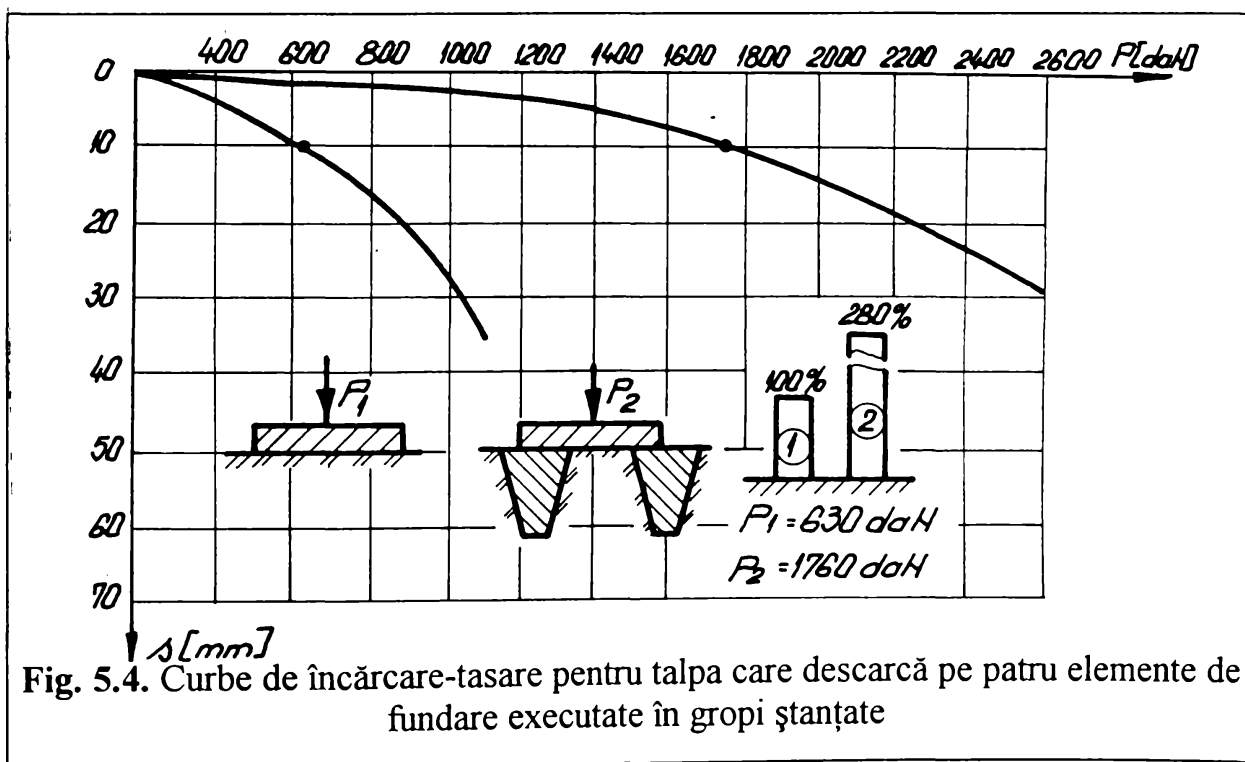
Rezultă din Figura 5.2. că datorită bulbului , capacitatea portantă a fundației a crescut de cca. 2,5 ori , ceea ce face ca un element de fundare executat într-o groapă ștanțată cu bulb la bază să constituie o soluție de fundare foarte eficientă .

In Figura 5.3. sunt prezentate rezultatele comparative privind sporul de capacitate portantă obținut în urma realizării unui element de fundare executat într-o groapă ștanțată , sub talpa unei fundații clasice . Astfel s-a obținut pentru elementul ștanțat izolat o capacitate portantă de 320 daN , iar pentru talpa de fundație de 20,3 \* 21,0 cm o capacitate portantă de 630 daN , ceea ce corespunde unei presiuni de 1,5 daN/cm<sup>2</sup> . Pentru talpa de fundație care descarcă parțial pe teren și pe un element ștanțat , s-a obținut tasarea de 10 mm la o încărcare de 820 daN .

Din cele prezentate rezultă o creștere a capacității portante a fundației în urma realizării elementului de fundație în groapa ștanțată de sub talpa de fundare clasică cu cca. 30 % .



O altă variantă de fundare , utilizând tehnica ștanțării gropilor de fundație care asigură un spor important de capacitate portantă este prezentat în Figura 5.4. .



Această soluție constă în realizarea , a patru elemente de fundare în formă de trunchi de piramidă , situate sub cele patru colțuri ale tăpii de fundare clasice .

În urma încărcării statice pe acest tip de fundație , a rezultat faptul că pentru obținerea tasării de 10 mm a fundației , definită anterior ca și capacitate portantă , a fost necesară o încărcare de 1760 daN , ceea ce reprezintă o creștere a capacității portante față de soluția de fundare clasică de cca. 2,8 ori .

În urma aspectelor prezentate , rezultă că realizarea unor sisteme de fundare utilizând fundațiile executate în gropi ștanțate asigură un spor substanțial de capacitate portantă , ceea ce permite utilizarea lor la construcții care transmit încărcări mari terenului de fundare . De asemenea se recomandă realizarea acestor sisteme de fundare la construcții amplasate pe terenuri slabe de fundare , tehnologia de execuție a acestui gen de fundații asigurând și o îmbunătățire a caracteristicilor fizico-mecanice ale terenurilor de fundare .

### **5.3. Incercări de teren privind efectul de îmbunătățire al terenului de fundare realizat prin ștanțarea gropilor de fundație**

#### **5.3.1. Amplasament , bloc de locuințe zona Nufărul , Bocșa**

Pentru a verifica efectul de îmbunătățire al terenului natural și a stabili capacitatea portantă a acestui sistem de fundare , s-au realizat o serie de încercări experimentale , in situ , care au constat în penetrări dinamice , recoltări de probe și încercări de capacitate portantă a elementelor de fundație ștanțate .

Astfel , încercările de penetrare dinamică , executate la baza amprentei în materialul granular de adaos îndesat , cu un penetrometru dinamic ușor , au scos în evidență compactarea foarte bună a acestuia , numărul de lovituri pentru 10 cm pătrundere a vârfului fiind cuprins între 80 și 100 .

Pentru a se putea pune în evidență efectul de îmbunătățire asupra terenului natural obținut prin ștanțarea gropilor de fundație și realizarea bulbului din material granular de adaos , s-a executat un astfel de element de fundare în afara amplasamentului construcției , care a fost dezvelit ulterior pentru a se putea face un relevu al bulbului din balast și a se recolta probe din terenul îndesat din jurul acestuia .

În Figura 5.5. , se prezintă relevuul fundației ștanțate cu bulb și variația densității terenului natural din jurul bulbului după execuția acestuia . Trebuie menționat că la ștanțarea inițială a amprentei , în funcție de rezistența pe care o opune terenul natural , s-a introdus balastul în mai multe porții ( cca. 1/4 din volumul amprentei ) care s-au compactat succesiv , prin reintroducerea echipamentului în amprenta ștanțată .

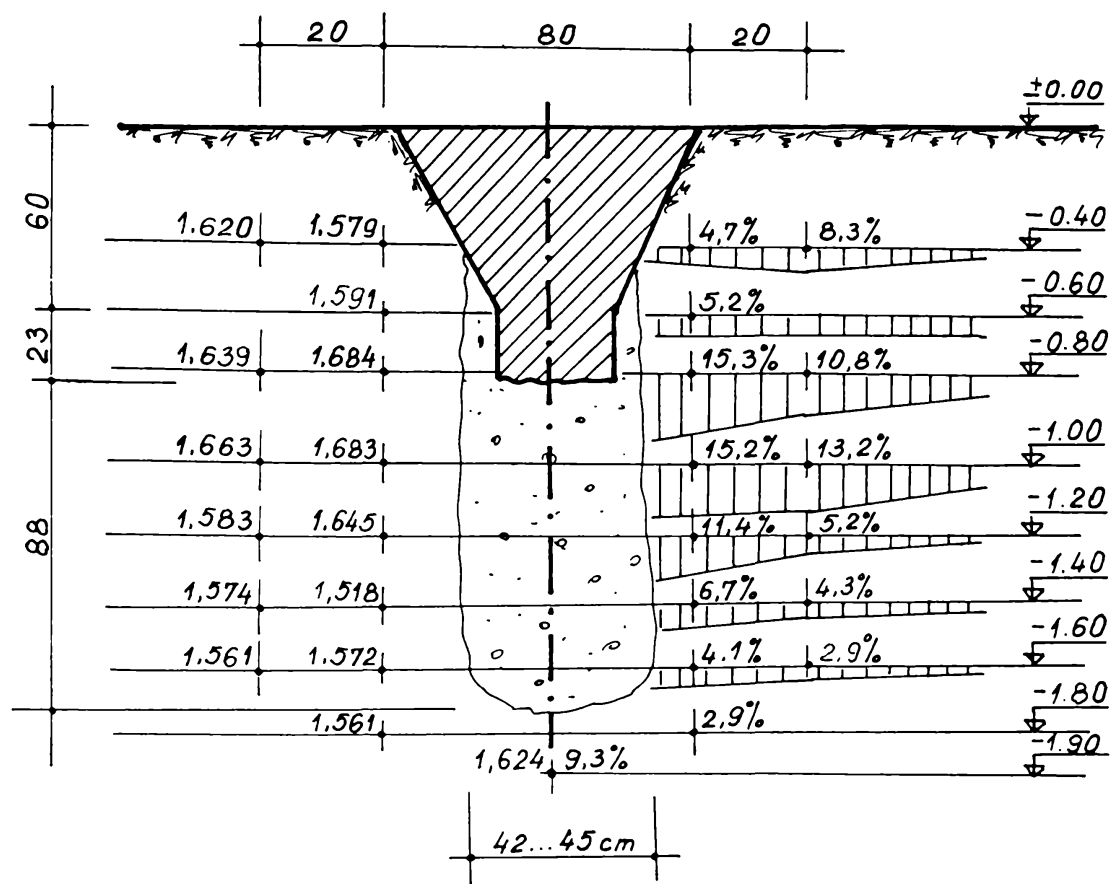


Fig. 5.5. Variația densității terenului îndesat din jurul bulbului

Se observă că probele recoltate ( Fig. 5.6. ) la distanța de 40 cm respectiv 60 cm de axul fundației , la diverse nivele evidențiază o creștere substanțială a densității volumice în stare uscată  $\rho_d$  a terenului natural cu 10 ... 15 % . In Figura 5.6. se prezintă variația în adâncime a indicelui porilor în terenul natural din jurul fundației , înainte și după ștanțarea gropii de fundație respectiv după realizarea bulbului , rezultând o creștere de cca. 20 % a acestuia .

Având în vedere faptul că terenul de fundare este alcătuit dintr-un praf nisipos, se poate aprecia , conform STAS 3300/2 - 85 că s-a obținut o creștere a capacității portante  $p_{conv}$  cu cca. 20 % , respectiv a modulului de deformație liniară cu cca. 55 %.

Pentru a se determina capacitatea portantă a fundațiilor de acest tip s-au efectuat pe amplasamentul respectiv un număr de cinci încărcări statice de probă ( pentru un număr de cinci blocuri de locuințe P+4 ) . Incărcarea maximă aplicată pe patru din cele cinci fundații a fost de cca. 250 kN , tasările înregistrate având valori cuprinse între 1,2 ... 1,7 cm ( Fig. 5.6. ) :

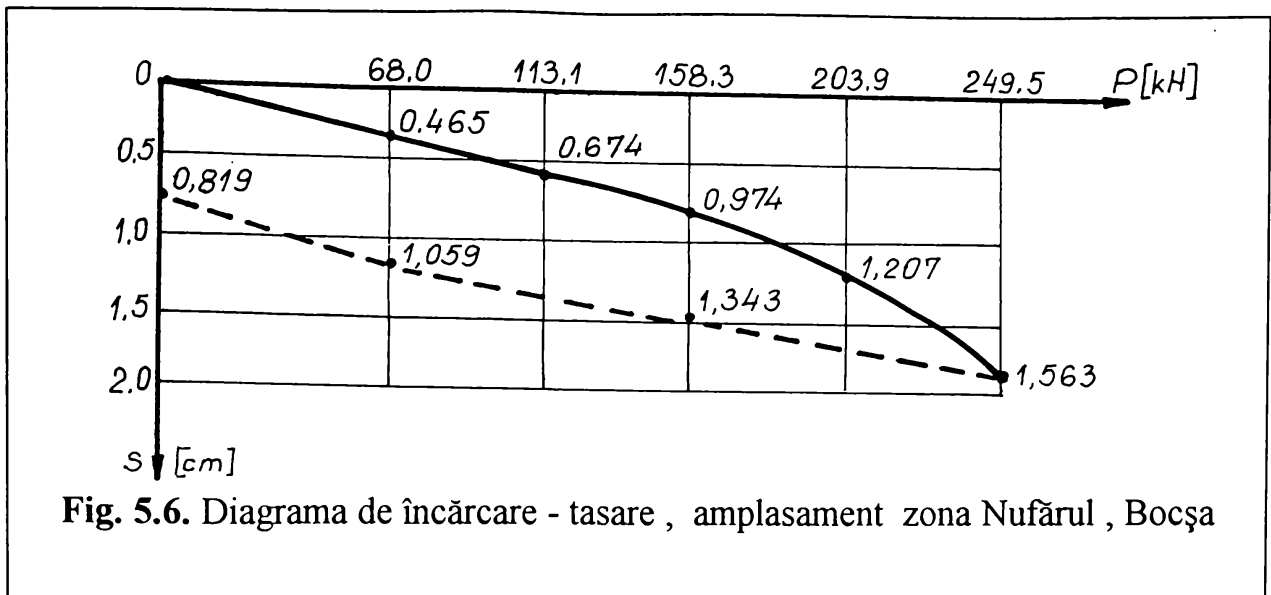


Fig. 5.6. Diagrama de încărcare - tasare , amplasament zona Nufărul , Bocșa

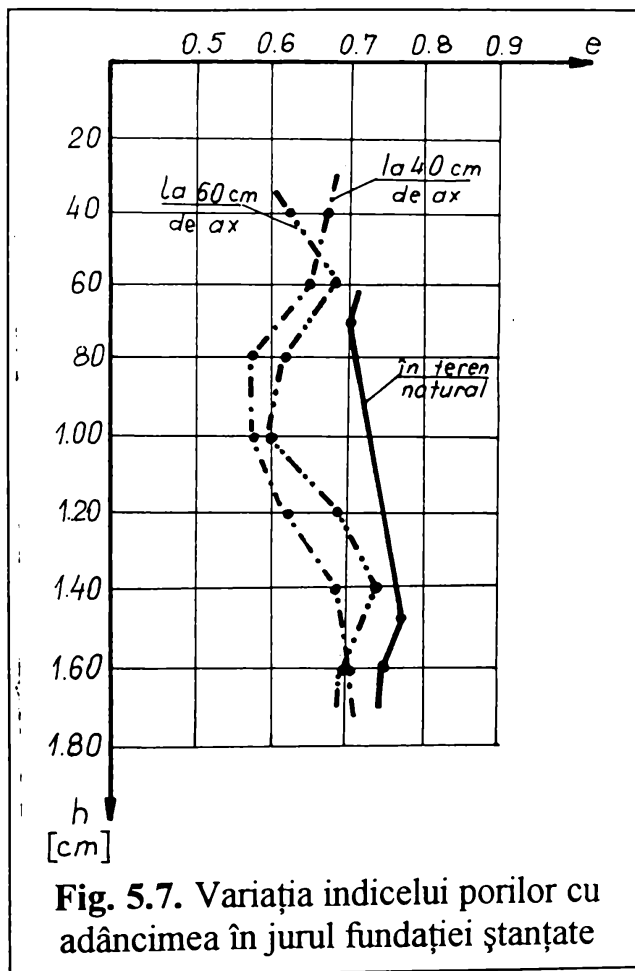


Fig. 5.7. Variația indicelui porilor cu adâncimea în jurul fundației ștanțate

Al cincilea element de fundare a fost încărcat până la 453 kN în vederea determinării capacității portante critice. S-a constatat însă că la această valoare a încărcării aplicate , curba de încărcare -tasare nu a prezentat tendința de cedare plastică a fundației, respectându-se proporționalitatea între încărcarea aplicată și valorile tasărilor înregistrate , valoarea tasării fiind de ordinul a 3,5 cm . Nu s-a continuat încărcarea din motive legate de complicațiile privind asigurarea unui lest suplimentar și datorită faptului că 450 kN reprezenta dublul valorii încărcării de calcul care trebuia preluată de un element de fundație executat prin ștanțarea gropii de fundație .

Realizarea sistemelor de fundare prin ștanțarea gropilor de fundație și realizarea bulbului din material granular de adaos , are un efect favorabil asupra terenului de fundare , asigurând un spor

substanțial al capacității portante , a acestor sisteme de fundare . Reducerea tasărilor se datorează faptului că în felul acesta sunt dispuse materialele cu o rigiditate sporită ( beton și balast ) chiar în zona de eforturi unitare maxime .

Dacă se acceptă o distribuție a eforturilor în teren sub talpa unei fundații , calculată cu relațiile stabilite de Boussinesque ( Fig. 5.8. ) , se constată că valoarea



eforturilor unitare maxime  $\sigma_z$ , pe verticala axei fundației, scade la cca. 50 % la o adâncime egală cu lățimea fundației. Dacă se suprapun curbele de egală presiune  $\sigma_z$  cu o secțiune prin bulbul de balast și fundația executată în groapa ștanțată, se observă că terenul de fundare, conform exemplului de calcul prezentat în Figura

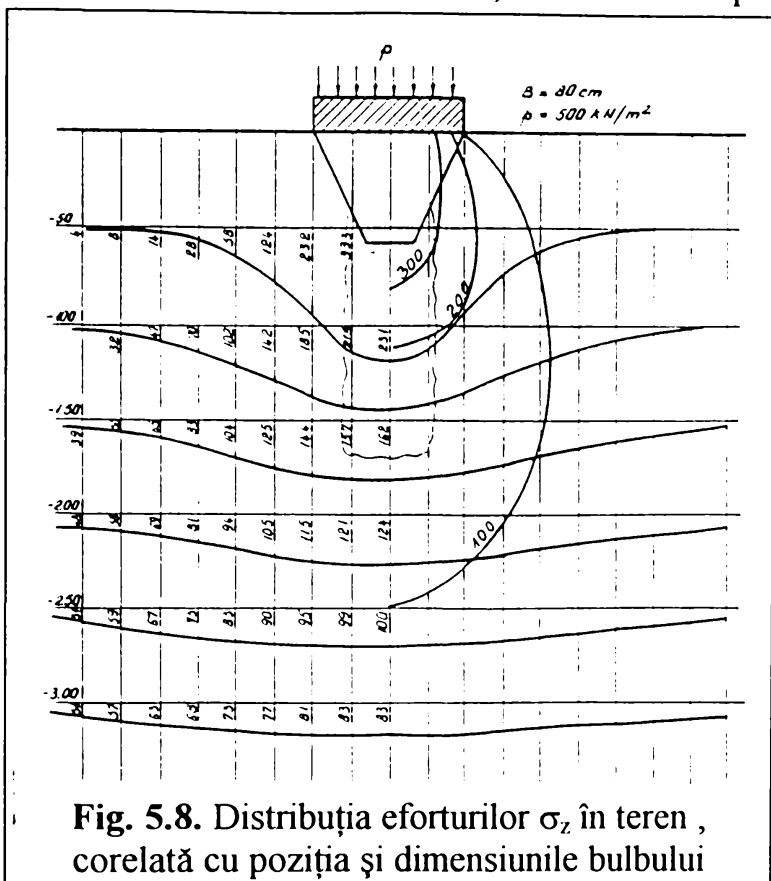


Fig. 5.8. Distribuția eforturilor  $\sigma_z$  în teren, corelată cu poziția și dimensiunile bulbului

5.8., va prelua numai eforturi unitare de valoare redusă ( $\leq 100 \text{ kN/m}^2$ ) ceea ce explică tasările mici obținute la încercările de capacitate portantă prezentate anterior.

De asemenea în vederea verificării capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate și a efectului pozitiv al bulbului din balast, de sub fundație, s-a procedat la prelucrarea rezultatelor încercărilor de capacitate portantă conform STAS 8942/3 - 84, considerând elementul de fundație ca o placă rigidă având dimensiunile egale cu proiecția în plan a fundației. A rezultat o valoare a modului de deformație liniară a

materialului de adaos îndesat de sub fundație,  $E = 18600 \text{ kPa}$ , valoare de cca. 2,2 ori mai mare decât valoarea modului de deformație edometric al terenului natural  $M = 8200 \text{ kPa}$ , determinat în laborator pe probe netulburate.

Având în vedere cele prezentate anterior, precum și faptul că încărcarea aferentă unui metru liniar de fundație conform proiectului tip este de cca. 150 ... 170 kN/ml, se poate aprecia că soluția de fundare propusă corespunde din punct de vedere tehnic.

### 5.3.2. Amplasament, Stație Dacia Service, Reșița

Amplasamentul prevăzut pentru construcția sus menționată prezenta un teren dificil de fundare, format în principal din nisip argilos cu intercalații de mături până la adâncimi de cca. 4,00 m și cu nivelul apelor freatiche la -2,00 m.

Construcția era prevăzută ca fiind alcătuită din patru corpuri de clădire în regim de P+2 și P+1 cu structura în cadre din beton armat. Încărcările transmise de construcție terenului de fundare de către stâlpi sunt relativ mari, conform calculelor de rezistență efectuate de proiectantul de specialitate.

Având în vedere amplasarea construcției pe malul albiei unui pârâu , în partea de vest a municipiului Reșița , pe un teren aluvionar , au fost executate șase foraje pentru a se putea aprecia stratificația terenului , respectiv caracteristicile fizico-mecanice ale pământurilor din care sunt alcătuite stratele terenului de fundare . Din studiul geotehnic întocmit a rezultat că terenul de fundare este alcătuit între cotele de -2,00 m și -4,00 m dintr-un strat de nisip argilos cenușiu , plastic moale , cu intercalații de mături , care nu se preta unei soluții de fundare directă la acest nivel . Soluția elaborată de proiectant , în aceste condiții prevedea executarea unor fundații alcătuite dintr-un bloc de fundație și cuzinet din beton armat , cu cota de fundare la cca. - 4,00 m .

Tinând seama de dezavantajele acestei soluții care constau în consum mare de beton și în complicații legate de executarea săpăturilor până la acea cotă , ( sprijiniri , epuizante ) , constructorul a solicitat colaborarea Catedrei de Drumuri și Fundații din Timișoara pentru modificarea soluției de fundare inițiale .

Noua soluție propusă și realizată a fost cea de execuție a unor fundații în gropi ștanțate , cu bulb din material de adaos ( zgură de oțelărie ) care urma să asigure și o îmbunătățire a terenului slab de fundare .

Fazele tehnologice propuse pentru realizarea noii soluții de fundare , sunt următoarele :

a ) nivelarea de suprafață a terenului pentru evacuarea stratului vegetal de pe amplasament și amenajarea platformei de lucru pentru a asigura scurgerea apelor provenite din precipitații ;

b ) trasarea axelor principale ale construcției și pichetarea pozițiilor în care urmau să se execute fundațiile în gropi ștanțate , grupate câte șase sau câte patru , sub fiecare talpă de fundație ;

c ) pentru ștanțarea gropilor de fundație s-a utilizat un agregat de vibro-presare AVP-1 , echipat cu un mai lung de 3,00 m și cu dimensiunile bazei inferioare de 30 \* 30 cm , respectiv ale bazei superioare de 50 \* 80 cm .

În prima fază s-a urmărit o îmbunătățire a caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului de fundare , introducându-se în întregime maiul în teren prin vibro-presare . După extragerea acestuia , amprenta rămasă s-a umplut în întregime cu materialul granular de adaos ( zgură de oțelărie ) . S-a introdus din nou maiul în întregime , realizându-se astfel o îndesare , atât în adâncime cât și în lateral . Amprenta rămasă în teren în această fază , având pereții căptușiți cu un material drenant , asigură o reducere a umidității și o disipare a presiunii apei din porii terenului natural , asigurându-se condițiile unui proces accelerat de consolidare .

d ) în următoarea fază s-a realizat umplerea amprentei , formată anterior , până la mijlocul înălțimii ei cu zgură , reluându-se înfigerea maiului . În felul acesta s-a obținut un bulb din material granular de adaos la baza amprentei având rolul de a spori capacitatea portantă a fundației . În funcție de rezistența întâmpinată la înfigerea maiului în această fază bulbul s-a realizat prin introducerea a două sau trei porții de material până ce s-au îndeplinit condițiile de refuz precizate în caietul de sarcini ;

e ) ultima fază a constat în turnarea betonului în amprenta ștanțată , până la cota prevăzută în proiect .

Desigur aceste faze se vor repeta pentru fiecare din cele patru sau șase fundații executate în gropi ștanțate , de sub fiecare talpă de fundație aferentă unui stâlp .

Lucrările s-au executat sub supravegherea unui conducător tehnic competent , întocmindu-se fișe de evidență zilnică în care s-au notat toate elementele caracteristice procesului tehnologic prezentat .

Tinând seama de posibilitățile locale , materialul granular de adaos utilizat a fost zgura de oțelărie , material preferat datorită faptului că reprezenta o soluție foarte avantajoasă din punct de vedere economic , utilizarea ei presupunând doar cheltuieli de transport .

Analiza chimică a compoziției zgurei s-a efectuat în cadrul laboratoarelor Combinatului Siderurgic Reșița , rezultând următorii compuși :  $\text{SiO}_2$  - 14 ... 18 % ; Fe ( total ) - 12 ... 19 % ;  $\text{FeO}$  - 10 ... 16 % ;  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  - 5 ... 9 % ;  $\text{Al}_2\text{O}_3$  - 2,5 ... 4 % ;  $\text{CaO}$  - 44 ... 48 % ;  $\text{MgO}$  - 5 ... 9 % ;  $\text{MnO}$  - 4 ... 7 % ;  $\text{P}_2\text{O}_5$  - 0,4 ... 0,9 % . Rezultă că în componența zgurei nu există substanțe care să ducă la degradarea betonului , respectiv la coroziunea armăturii din fundație , cum ar fi sulful sau componenți ai acestuia , raportul  $i = \text{CaO}/\text{SiO}_2 > 1,45$  punând în evidență natura bazică a zgurei ca și a betonului , fără a apărea riscul unor reacții chimice .

Prin natura compoziției granulometrice a zgurei , aceasta se pretează la aplicarea procesului de compactare prin vibropresare .

Având în vedere condițiile concrete ale amplasamentului , care se evidențiază printr-o neuniformitate pronunțată a sedimentelor din zonă , s-a impus necesitatea unui control riguros al procedurii de îmbunătățire al terenului natural , precum și a calității fundațiilor propriuzise .

Încercările de teren privind rezultatele tehnologiei de îmbunătățire au constat din penetrări dinamice , recoltări de probe pentru determinarea caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului îmbunătățit , precum și încercări de încărcare statică cu placa , pentru determinarea modulului de deformație liniară a terenului îmbunătățit .

Încercările de penetrare dinamică cu penetrometrul dinamic ușor nu au fost concludente , datorită naturii stratificate a terenului care conține lentile de mături , amplasamentul fiind situat într-o vale cu un pârâu care în timp și-a modificat de multe ori albia . Prin diagramele de penetrare dinamică ușoară întocmite pe baza încercărilor efectuate pe amplasament , s-a evidențiat caracterul neomogen al terenului de fundare din suprafață și prezența stratului de nisip argilos , cu pietriș poligenetic rulat la o adâncime de cca. - 4,00 m , care constituie un teren de fundare rezistent . Prin valorile medii de 8 ... 12 lovituri obținute pentru 10 cm pătrundere a conului , ținând seama de natura terenului , se pot considera ca satisfăcătoare rezultatele procedurii de îmbunătățire aplicat , creșterea numărului de lovituri N10 fiind de ordinul a 50 ... 70 % .

Calitatea lucrărilor de îmbunătățire a fost testată și prin recoltarea de probe , atât din terenul natural cât și din terenul îmbunătățit , pentru determinarea variației

greutății volumice , respectiv a porozității obținute în urma aplicării procedurii de îmbunătățire descris anterior .

În prima fază a testelor efectuate , au fost recoltate mai multe probe din terenul natural , care urmau să devină probe martor . Pe parcursul aplicării tehnologiei de îmbunătățire a terenului natural , respectiv după cea de-a doua înfigere , s-au recoltat probe netulburate din pereții laterali ai gropii vibroformate de la adâncimea de cca. 70 cm . Rezultatele obținute în urma determinărilor de laborator sunt prezentate în Tabelul 5.1. :

Tabelul 5.1.

Caracteristici fizice	V [cm <sup>3</sup> ]	m <sub>1</sub> [g]	m <sub>2</sub> [g]	m <sub>3</sub> [g]	m <sub>d</sub> [g]	m <sub>w</sub> [g]	ρ [g/cm <sup>3</sup> ]	w [%]	ρ <sub>d</sub> [g/cm <sup>3</sup> ]
Teren natural	50,3	115	98,9	16,0	83,5	15,4	1,96	18,4	1,66
După vibr. I	50,3	119	102	16,8	85,3	16,7	2,03	19,6	1,69
După vibr. II	50,3	122	105	17,2	87,2	17,5	2,08	20,0	1,73

Densitatea particulelor solide fiind  $\rho_s = 2,69 \text{ g/cm}^3$  , aplicând relația de calcul a porozității funcție de masa volumică în stare uscată și densitatea scheletului mineral ,  $n = 1 - \rho_d / \rho_s$  , se obține :

- pentru terenul natural  $n = 38,0 \%$  ;
- după prima îndesare  $n = 36,8 \%$  ;
- după cea de-a doua vibroîndesare  $n = 35,5 \%$  .

Din analiza acestor rezultate , se observă o reducere a porozității inițiale a terenului cu 7,04 % , ceea ce pune în evidență eficiența procedurii de îmbunătățire aplicat .

Recoltarea celei de a doua serii de probe , pentru urmărirea efectului de îmbunătățire a terenului de fundare s-a efectuat prin dezvelirea fundației executată în groapa ștanțată cu numărul 198 , conform planului de amplasare a acestora , recoltându-se probe atât înainte de realizarea fundației , ( A ) , cât și după executarea acesteia ( B ) , ( C ) , ( D ) , ( E ) , ( F ) , ( G ) ( Fig. 5.9. ) . Probele s-au recoltat de la adâncimea de - 1,00 m și - 2,00 m .

Valorile densităților în stare uscată , obținute în urma determinărilor de laborator efectuate pe probele prelevate sunt prezentate în Tabelul 5.2.

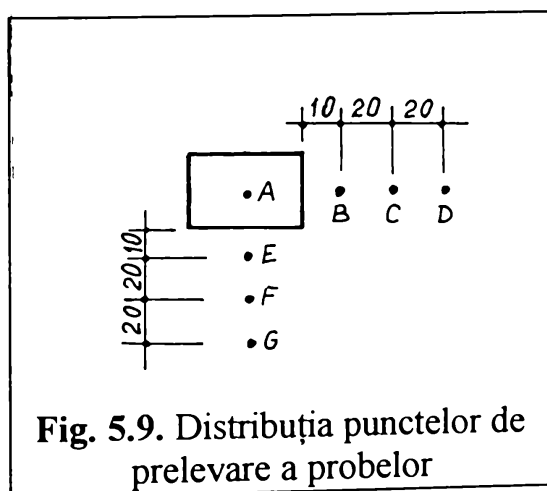


Fig. 5.9. Distribuția punctelor de prelevare a probelor

Tabelul 5.2.

Adâncimea de recoltare [m]	Proba [g/cm <sup>3</sup> ]							Val. medie [g/cm <sup>3</sup> ]
	A	B	C	D	E	F	G	
- 1,00	1,40	1,58	1,43	1,60	1,48	1,37	1,51	1,495
- 2,00	1,50	1,67	1,67	1,62	1,52	1,68	1,57	1,621

Calculând și pentru aceste valori porozitatea terenului , înainte și după aplicarea tehnologiei de îmbunătățire , se pot desprinde următoarele concluzii :

- pentru adâncimea de - 1,00 m , porozitatea inițială a terenului a fost de 47,8 % , iar cea finală , după aplicarea procedurii de îmbunătățire , a fost de 44,3 % , ceea ce reprezintă o reducere a porozității cu 7,9 % . Pentru adâncimea de -2,00 m , valoarea porozității inițiale de 44,0 % a scăzut la 39,5 % , ceea ce reprezintă o reducere a porozității cu 11,3 % .

Aceste rezultate scot în evidență faptul că procedeul aplicat permite obținerea unor rezultate bune privind îmbunătățirea caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului de fundare , forma de trunchi de piramidă a vibromaiului asigurând o bună îndesare laterală a terenului de fundare , efectul îndesării fiind preponderent în adâncime . Reducerea porozității la adâncimea de -2,00 m este mai mare datorită faptului că refularea în lateral și în suprafață este împiedicată de prezența presiunii din sarcina geologică .

Cea mai concludentă încercare în ceea ce privește aprecierea modului de comportare a terenului îmbunătățit , o constituie însă încărcarea directă și urmărirea comportării unei plăci încărcată static , amplasată pe terenul îmbunătățit dintre patru amprente ștanțate .

Încercarea cu placa s-a executat conform prescripțiilor din STAS 8942/3-75, Determinarea modului de deformație liniară prin încercări pe teren cu placa . Încercarea constă în aplicarea unor încărcări în trepte , pe o placă rigidă , așezată pe teren și măsurarea tasărilor corespunzătoare ale plăcii până la stabilizarea acestora sub fiecare treaptă de încărcare . S-a utilizat o placă cu dimensiunile de 80 \* 80 cm (  $S = 0,64 \text{ m}^2$  ) . Pentru fiecare treaptă de încărcare s-au efectuat citiri la toate dispozitivele de măsurare a tasărilor . S-a considerat atinsă faza de stabilizare a tasării plăcii atunci când sporul de tasare înregistrat a fost mai mic de 0,10 mm , pentru un interval de trei citiri consecutive efectuate la o oră .

Încărcarea s-a aplicat până când creșterea tasării medii a depășit de 1,5 ori creșterea valorii înregistrate la treapta precedentă . După atingerea ultimei trepte de încărcare , (  $p_1$  ) , s-a descărcat placa , măsurându-se deformația remanentă a acesteia .

Valoarea modului de deformație liniară  $E$  , a terenului îmbunătățit s-a calculat cu relația ( 5.1. ) :

$$E = \frac{\omega * p_l * d}{s_l} (1 - \nu^2) \quad (5.1.)$$

unde  $\omega$  - coeficient adimensional care depinde de forma plăcii ( $\omega = 0,88$ , pentru o placă patrată);

$p_l$  - presiunea limită;

$d$  - latura plăcii;

$s_l$  - tasarea plăcii corespunzătoare presiunii limită;

$\nu$  - coeficient de deformare laterală a terenului de fundare, (coeficientul lui Poisson).

Înlocuind în relația (5.1.) valorile măsurătorilor experimentale:  $\omega = 0,88$ ;  $p_l = 600 \text{ kN/m}^2$ ;  $d = 0,80 \text{ m}$ ;  $s_l = 0,02381 \text{ m}$ ;  $\nu = 0,35$  rezultă:

$$E = \frac{0,88 * 600 * 0,80}{0,02381} (1 - 0,35^2) = 15567 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

În concluzie, valoarea obținută a modului de deformație liniară, arată că procedeul de îmbunătățire aplicat a dat satisfacție în totalitate, întrucât valoarea modului de deformație liniară a terenului natural, precizată în studiul geotehnic al amplasamentului a fost de  $5000 \text{ kN/m}^2$ .

Soluția de fundare realizată, amintită anterior a constat în executarea unui număr de patru sau șase fundații executate în gropi ștanțate sub fiecare talpă de fundație. Astfel o parte din încărcarea provenită de la stâlp se transmite direct terenului de fundare prin talpa de fundație care se află în contact direct cu terenul îmbunătățit, iar o alta se transmite fundațiilor executate în gropi ștanțate cu bulb.

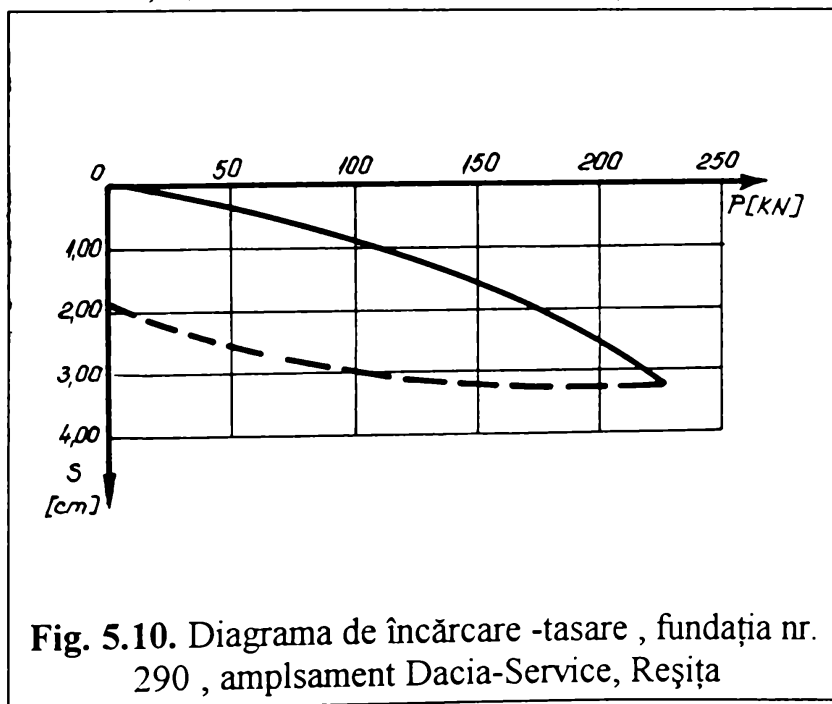


Fig. 5.10. Diagrama de încărcare-tasare, fundația nr. 290, amplasament Dacia-Service, Reșița

Din calculul static efectuat a rezultat că fiecare element de fundare executat în groapă ștanțată trebuie să preia o încărcare de cca. 200 kN. De aceea s-au efectuat două încercări de capacitate portantă pe două elemente de fundare diferite. Primul element încercat a fost executat până la stratul rezistent de pietriș poligenetic rulat, care transmitea practic toată încărcarea terenului de la bază prin vârful său.

S-a ales un astfel de element deoarece datorită neuniformității cotei superioare a stratului de balast , multe fundații executate în gropi ștanțate de pe amplasament au atins stratul rezistent de la bază . În urma încercării de probă efectuată a rezultat o tasare de 1,80 cm , la o încărcare de 400 kN ceea ce a satisfăcut pe deplin condițiile de capacitate portantă impuse de proiectant .

A doua încercare s-a efectuat pe fundația cu numărul 290 , diagrama de încărcare - tasare fiind prezentată în Figura 5.10. .

A rezultat o tasare de 3,30 cm , pentru o încărcare de 225 kN , ceea ce s-a considerat ca fiind satisfăcător pentru fundațiile executate pe amplasamentul respectiv .

Fundațiile încercate au avut o înălțime de 2,20 m , aceasta fiind înălțimea pe care s-au umplut amprentele ștanțate , pentru a se putea executa deasupra acestora fundațiile propriuzise , în varianta de fundații de tip pahar .

#### **5.4. Incercări statice de probă pe fundații realizate prin ștanțarea gropilor de fundație**

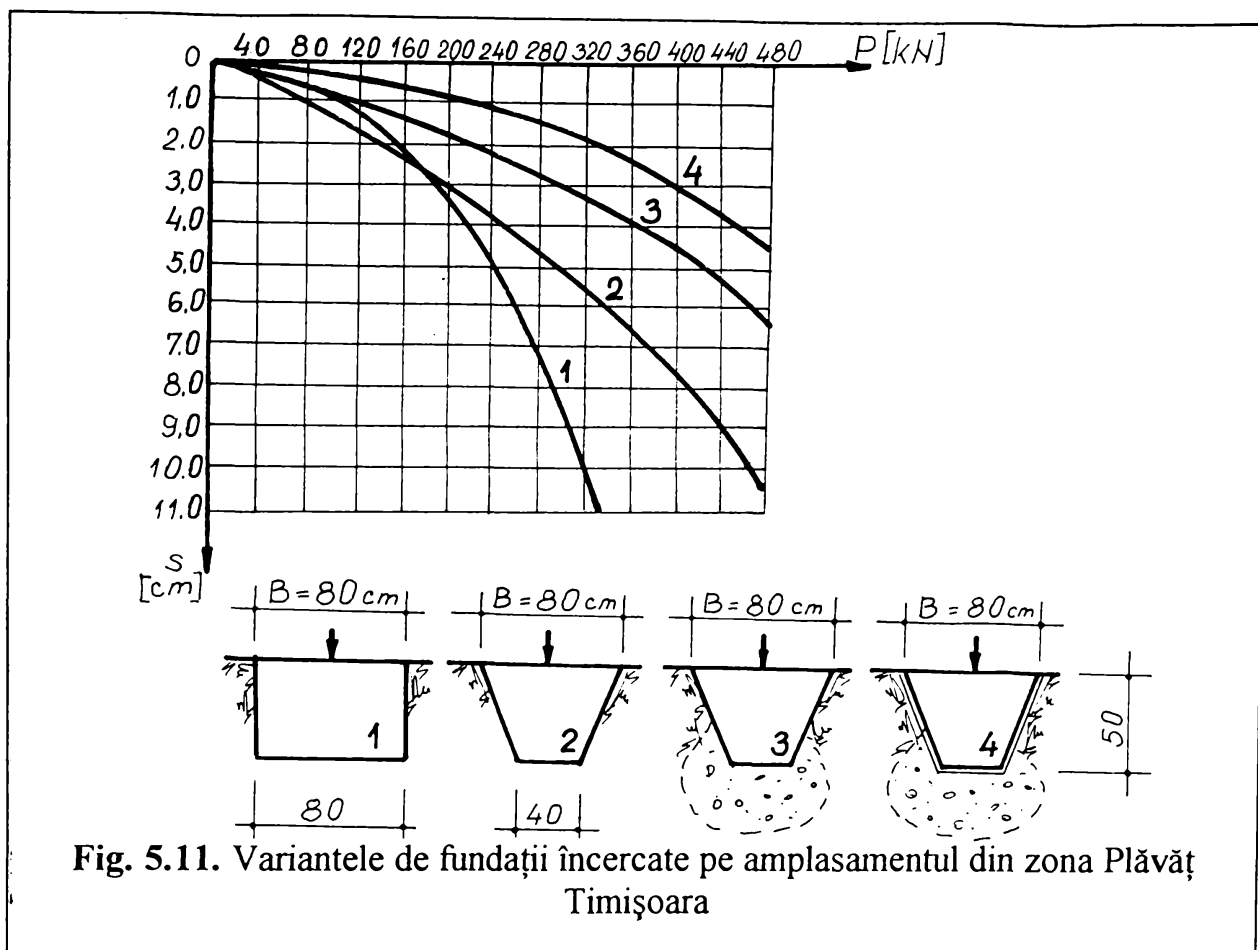
##### **5.4.1. Amplasament , bloc de locuințe S+P+4 , zona Plăvăț , Timișoara**

Blocul de locuințe S+P+4 , executat în varianta de panouri prefabricate , a fost amplasat pe un teren alcătuit în suprafață dintr-un strat de cca. 50 cm umplutură neomogenă , urmând un strat de 3,20 m alcătuit din argilă prăfoasă , cu următoarele caracteristici fizico-mecanice :

- greutatea volumică	$\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$ ;
- greutatea volumică în stare uscată	$\gamma_d = 16,85 \text{ kN/m}^3$ ;
- umiditatea naturală	$w = 15,40 \%$ ;
- modulul de deformație edometric	$M = 125 \text{ daN/cm}^2$ ;
- unghiul de frecare interioară	$\Phi = 14^\circ$ ;
- coeziunea specifică	$c = 0,20 \text{ daN/cm}^2$ ;
- presiunea convențională	$p_{\text{conv}} = 240 \text{ kN/m}^2$

Încercările au fost efectuate pe un poligon experimental situat lângă amplasament , având aceleași condiții de fundare . Au fost încercate (Fig. 5.11.) patru tipuri de fundații :

- 1 - fundație element monolit în groapă ștanțată ;
- 2 - fundație element prefabricat în groapă ștanțată fără bulb ;
- 3 - fundație element prefabricat în groapă ștanțată cu bulb ;
- 4 - fundație element prefabricat montată cu mortar de poză în groapa ștanțată cu bulb .



Din diagramele de încărcare - tasare prezentate și având în vedere tasările admise pentru tipul de construcție realizat, a rezultat că soluția de fundare adoptată (varianta 4) asigură cel mai bun coeficient de siguranță față de variantele prezentate

Deoarece pentru un element de fundație capacitatea portantă apreciată prin calcul a fost de 294,5 kN, a impus o repartizare a elementelor de fundație sub elevațiile prefabricate la distanța medie de 1,50 m între axele fundațiilor. Pentru a prelua sarcina maximă transmisă, de suprastructură (254,20 kN/ml) soluția adoptată a constituit-o varianta de execuție a fundațiilor în gropi ștanțate prefabricate cu bulb și cu un pat de monolitizare pentru acest tip de fundație.

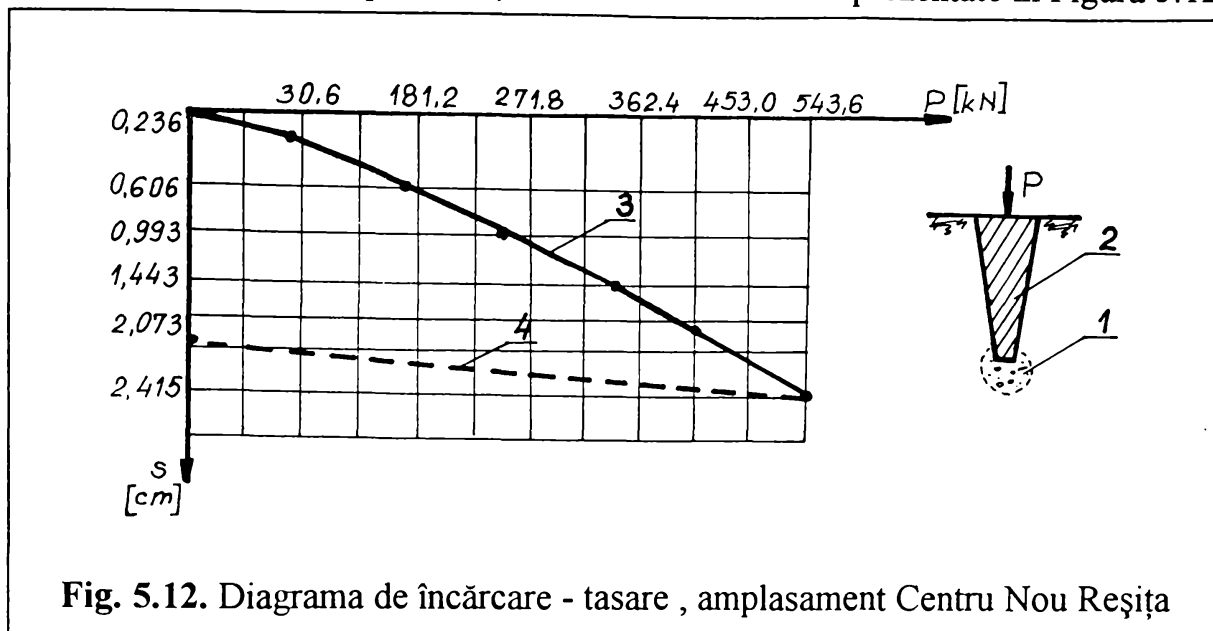
#### 5.4.2. Amplasament, bloc de locuințe S+P+10 Centru Nou, Reșița

Stratificația terenului din amplasament a fost alcătuită din aluviuni formate din argile nisipoase, cu grosimea de 4,10 m, urmate de un strat din balast, cu grosimea de peste 10,00 m, nivelul apei subterane fiind ridicat.

Soluția de fundare adoptată a constat din realizarea unor fundații în gropi ștanțate cu o înălțime de 3,00 m.



Pentru verificarea capacității portante a fundațiilor executate s-a efectuat o încercare de capacitate portantă , ale cărei rezultate sunt prezentate în Figura 5.12. :



**Fig. 5.12.** Diagrama de încărcare - tasare , amplasament Centru Nou Reșița

- în care
- 1 - bulb din balast ;
  - 2 - element de fundație din beton realizat prin ștanțarea gropii de fundație ;
  - 3 - curba de încărcare - tasare ;
  - 4 - curba de descărcare - tasare

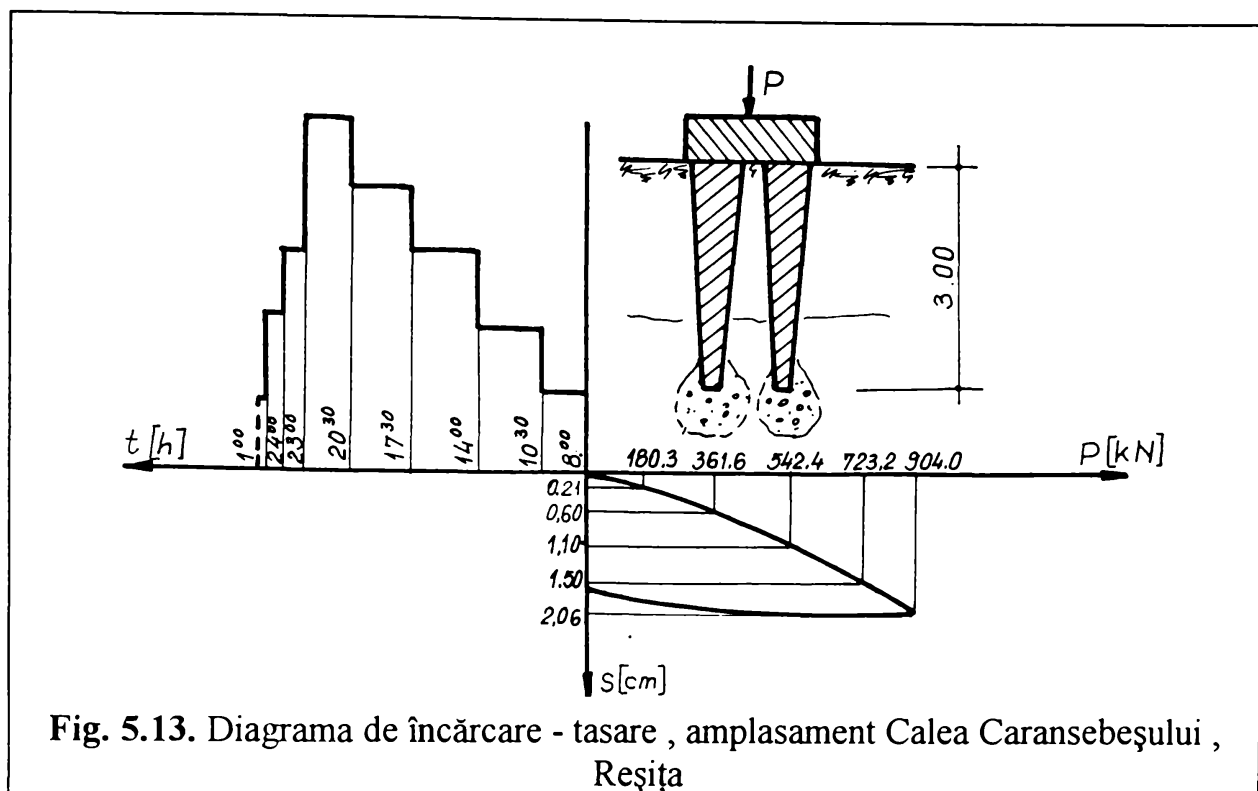
După cum se observă , relația dintre încărcarea aplicată și tasările înregistrate, este aproximativ liniară , iar valoarea maximă a tasării înregistrată pentru treapta de încărcare de 500 kN este de numai 2,40 cm .

Comparând această valoare cu încărcarea ce revine unei astfel de fundații din construcție ( cca. 420 kN / fundație ) , s-a constatat că această variantă de fundare satisface condițiile de capacitate portantă , fiind adoptată ca soluție de fundare ținând seama și de avantajele economice pe care le-a oferit .

#### 5.4.3. Amplasament , bloc de locuințe Calea Caransebeșului , Reșița

Terenul de fundare de pe acest amplasament a fost alcătuit din aluviuni grosiere din nisip argilos , plastic consistent (  $I_c = 0,6$  ) cu grosimi de cca. 4,10 m , după care a urmat un strat din balast cu o capacitate portantă ridicată . Nivelul apelor subterane s-a aflat la - 2,50 m față de nivelul terenului .

Pentru verificarea capacității portante a fundațiilor executate în varianta de fundații realizate în gropi ștanțate , în formă de trunchi de piramidă cu bulb din zgură la bază , s-a efectuat o încercare de capacitate portantă pe un grup alcătuit din două fundații alăturate , care s-au încărcat simultan prin intermediul unei grinzi din beton armat ( Fig. 5.13. ) .



**Fig. 5.13.** Diagrama de încărcare - tasare , amplasament Calea Caransebeșului , Reșița

Conform rezultatelor încercării de capacitate portantă , prezentate în figura de mai sus , rezultă că la o încărcare de 904 kN a grupului de două fundații , tasarea înregistrată a fost de numai 2,55 cm . Incercarea s-a oprit de fapt datorită cedării grinzii din beton armat . Valoarea tasării înregistrată a scos în evidență capacitatea portantă ridicată a noii soluții de fundare care s-a aplicat în final pentru construcția de pe amplasamentul respectiv .

#### 5.4.4. Amplasament , hală industrială etajată P+2 , Botoșani

Pe amplasamentul turnătoriei de precizie de la întreprinderea IUPS Botoșani, terenul de fundare a fost alcătuit dintr-un strat vegetal de 30 cm după care a urmat o argilă prăfoasă cu calcar degradat și congregații calcaroase , macroporice , plastic moi până la adâncimea de - 3,50 m . În continuare , până la adâncimea de - 5,70 m s-a aflat o argilă prăfoasă , praf argilos cafeniu cu calcar degradat , macroporică , plastic consistentă , urmând un strat de argilă grasă cafenie , cu intercalații cenușii și calcar degradat , plastic consistentă .

Soluția de fundare adoptată în final a fost cea din elemente de fundare executate în gropi ștanțate din beton simplu de marcă B150 , parțial armate la partea superioară , pentru a se putea realiza încastrarea acestora în fundațiile pahar monolite . Dimensiunile fundațiilor executate în gropi ștanțate au fost : înălțimea - 3,50 m , baza mare ( superioară ) - 1,00 \* 1,00 m , baza mică ( inferioară ) - 0,40 \* 0,40 m . Pentru obținerea unei capacități portante suficient de mari , necesară preluării încărcărilor transmise de construcție , la baza fundațiilor s-a realizat câte un bulb din piatră spartă , cu un volum de 3,00 ... 3,50 m<sup>3</sup> .

Capacitatea portantă a soluției de fundare propusă s-a determinat prin efectuarea a două încercări de încărcare statică , pentru două fundații executate în gropi ștanțate , una din fundații fiind executată fără bulb din material granular de adaos , iar cea de-a doua cu un bulb din piatră spartă de cca. 3,00 m<sup>3</sup> .

Curbele de încărcare - tasare obținute sunt prezentate în Figura 5.14. :

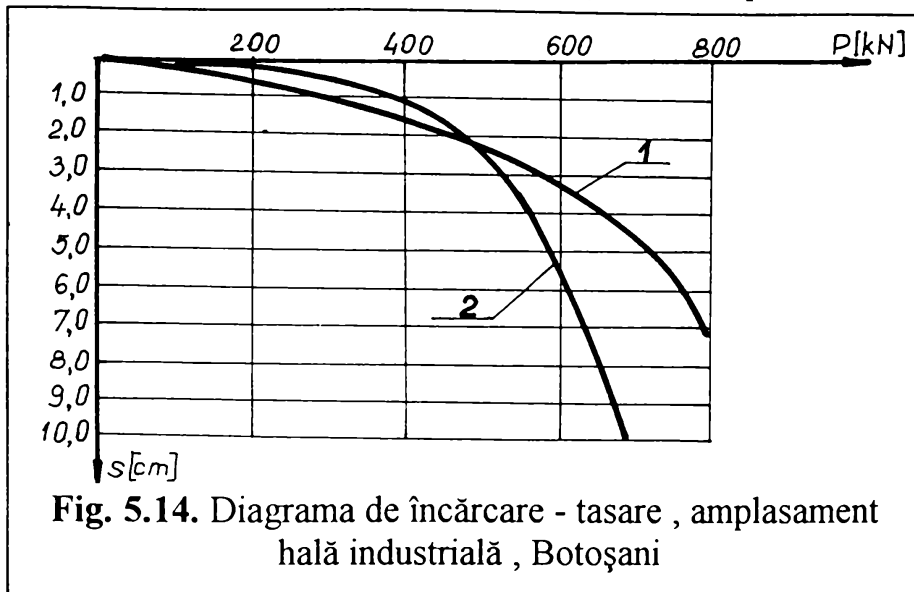


Fig. 5.14. Diagrama de încărcare - tasare , amplasament hală industrială , Botoșani

Din diagrama prezentată se observă că pentru fundația cu bulb din piatră la bază , s-a obținut încărcarea maximă de 730,5 kN și o tasare corespunzătoare de 5,40 cm, iar pentru fundația fără bulb , încărcarea maximă a fost de 664,4 kN la o tasare de 9,02 cm .

Tinând seama de alura curbelor de încărcare - tasare și de relațiile de calcul ale capacității portante a piloților purtători pe vârf , conform pct. 5.2. din STAS 2561/3-76 , capacitatea portantă a fundației cu bulb rezultă din următoarea relație :

$$R = k * m * p_{cr} = 0,70 * 1,00 * 730,5 = 511,3 \text{ kN}$$

iar a fundației fără bulb este de :

$$R = 0,70 * 1,00 * 498,3 = 348,8 \text{ kN}$$

Capacitatea portantă obținută pentru fundația executată în groapa ștanțată cu bulb la bază ( 511,3 kN ) s-a luat în considerare la proiectarea soluției de fundare , valoare mai mică decât cea obținută prin încercarea statică de probă ( 730,5 kN ) .

#### 5.4.5. Amplasament , bloc locuințe S+P+8 , zona Negoiful , Timișoara

Studiul geotehnic întocmit de IPROTIM Timișoara pentru amplasamentul respectiv pune în evidență existența stratului bun de fundare constituit din nisip mijlociu mare cenușiu saturat , începând de la cota + 83,10 nNMB . Aceasta a însemnat o diferență de cotă față de cea de + 0,00 m a blocului de 4,70 m iar față de cota terenului natural ( + 87,30 nNMB ) , de 4,20 m . In suprafață terenul de fundare este alcătuit din umpluturi slabe ( gunoaie , fragmente de cărămizi și zgură, depuneri de fund de baltă etc . ) improprii pentru fundare . Apa subterană s-a aflat la + 85,50

nNMB și a prezentat agresivitate sulfatică și carbonică față de betoanele preparate cu cimenturi obișnuite .

Fundațiile în gropi ștanțate s-au executat prin vibrare , cu un mai având baza mică de 30 \* 30 cm , baza mare de 70 \* 80 cm și o înălțime de 3,00 m . Fundațiile s-au executat cu bulb din balast cu un volum de cca. 1,00 m<sup>3</sup> .

Pe amplasamentul construcției s-au executat două încercări de capacitate

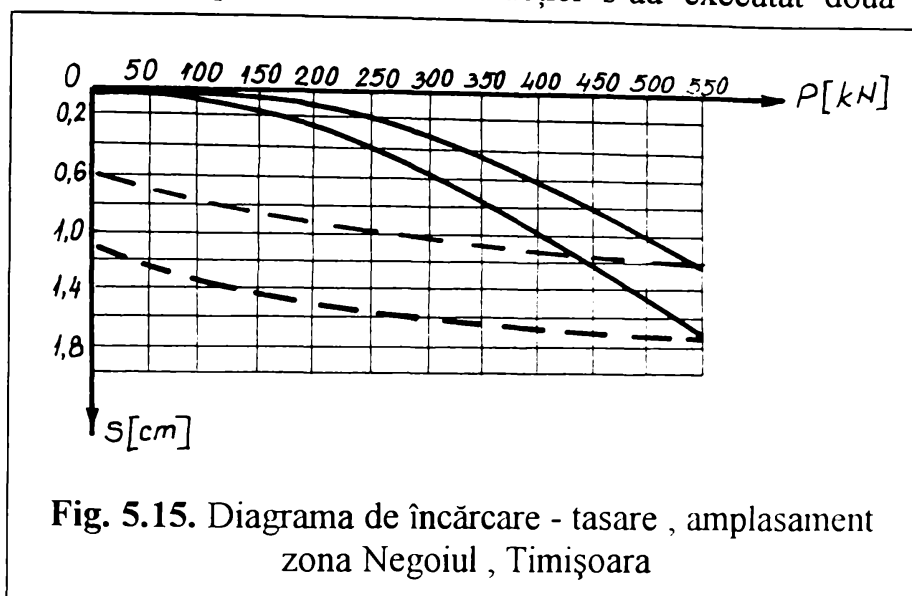


Fig. 5.15. Diagrama de încărcare - tasare , amplasament zona Negoitul , Timișoara

portantă , pe fundații de probă , conform prescripțiilor privind încercările de încărcare statică a piloților , din STAS 2561/2-81.

Rezultatele încercărilor sunt transpuse sub forma unor diagrame de încărcare - tasare , prezentate în Figura 5.15. din care rezultă

o comportare foarte bună a acestor fundații sub încărcări .

Tasările înregistrate la încărcarea maximă de 550 kN , încărcare corespunzătoare efortului maxim dat de construcție ( efort stabilit în ipoteza de încărcare cea mai defavorabilă ) , s-au situat la valori sub 2,00 cm . Acest lucru prezintă o bună garanție pentru soluția de fundare adoptată .

## 5.5. Concluzii privind programul de încercări experimentale realizat

Programul de încercări experimentale a cuprins atât încercări pe modele realizate în stand , cât și o serie de lucrări de cercetare in situ .

Prin încercările pe modele efectuate în stand s-a urmărit punerea în evidență a elementelor care asigură sporurile substanțiale de capacitate portantă ale fundațiilor executate în gropi ștanțate . Prin realizarea bulbului din material granular de adaos s-a obținut o creștere de 2,5 ori a capacității portante ( Fig. 5.2. ) iar prezența unei console la partea superioară a fundației , asigură un spor de cca. 30 % a capacității portante ( Fig. 5.3. ) . Încărcarea statică de probă efectuată pe o talpă de fundație care descarcă pe patru elemente executate în gropi ștanțate , variantă utilizată în cazul construcțiilor cu structura în cadre , a pus în evidență o creștere de 2.8 ori a capacității portante a acestei variante de fundare comparativ cu cea a unei tălpi cu aceleași dimensiuni care descarcă pe terenul natural ( Fig. 5.4. )

Unul din primele aspecte studiate in situ l-a constituit tehnologia de realizare a gropilor de fundație prin ștanțare și în final execuția bulbului . Problema aceasta are

o importanță deosebită , în primul rând pentru alegerea utilajului care va fi utilizat pentru ștanțarea gropilor de fundație , iar în al doilea rând pentru realizarea condițiilor care să asigure o îndesare a terenului natural în vederea sporirii capacității portante a acestuia .

În spiritul acestui deziderat s-au efectuat și o serie de cercetări experimentale pentru determinarea dimensiunilor zonei îmbunătățite din jurul gropii ștanțate.

Pe două din amplasamentele unde s-au executat fundații în gropi ștanțate , la Reșița și la Bocșa , s-au efectuat pe lângă încercări de încărcare statică de probă și o serie de cercetări privind efectul procesului de ștanțare a gropilor de fundație asupra caracteristicilor fizico-mecanice a terenului de fundare . Cercetările au constat în efectuarea de penetrări dinamice și recoltarea de probe netulburate de la diverse adâncimi și distanțe de fundațiile executate , determinându-se densitatea , indicele porilor și modulul de deformare liniară a terenului îmbunătățit . S-a realizat totodată și un releveu al bulbului ( Fig. 5.5. ) , obținut cu un echipament special , cu prelungitor , utilizat pe amplasamentul din orașul Bocșa . S-a putut constata o creștere cu 10 ... 15 % a greutateii volumice în stare uscată a terenului de fundare , respectiv o reducere a indicelui porilor de până la 20 % ( Fig. 5.7. ) . Forma bulbului , evidențiază prin releveul efectuat , distribuția materialului granular de adaos în adâncime , ceea ce face ca în zona unde se manifestă eforturile unitare maxime să se găsească un material cu caracteristici fizice și mecanice superioare . În felul acesta se obține o capacitate portantă ridicată a fundației , aspect confirmat și de încercările de încărcare statică de probă efectuate pe amplasament ( Fig. 5.6. ) . A rezultat că raza zonei de extindere a efectului de îmbunătățire a terenului natural în lateral și în adâncime este de ordinul a  $( 1,5 \dots 2,0 ) * d_b$  , unde  $d_b$  este diametrul bulbului , ceea ce permis stabilirea distanței optime dintre axele fundațiilor executate în gropi ștanțate alăturate .

Încercările de determinare a capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate , prin încărcare statică , au pus în evidență eficiența deosebită a acestui sistem de fundare din punctul de vedere al sporului de capacitate portantă obținut în urma aplicării acestor tehnologii de realizare a fundațiilor chiar și pe amplasamente cu terenuri de fundare dificile .

S-au efectuat încercări statice de probă pe fundații realizate în gropi ștanțate de mică adâncime , capacitățile portante obținute fiind cuprinse între 290 kN ( § 5.4.1. ) și 450 kN ( § 5.3.1. ) . Pentru fundațiile adânci , valorile capacităților portante obținute experimental au fost de cca. 500 kN ( § 5.4.2. ) respectiv 730 kN ( § 5.4.4. ) . Diferențele relativ mari dintre valorile capacităților portante menționate se datorează în principal situațiilor concrete ale fiecărui amplasament , care diferă mult de la un amplasament la altul ( natura și stratificația terenului de fundare , forma și dimensiunile fundațiilor , etc . ) .

Trebuie remarcat în acest context că soluțiile de realizare a fundațiilor prin ștanțarea gropilor de fundație au fost aplicate în aproape toate cazurile în condițiile unor amplasamente cu terenuri dificile de fundare . În felul acesta , tehnologia de

ștanțare a gropilor de fundație și-a dovedit eficiența deosebită prin realizarea unor soluții de fundare cu o capacitate portantă ridicată și cu consumuri reduse de materiale .

Urmărindu-se evoluția tasărilor pe parcursul executării suprastructurii și după intrarea ei în exploatare , prin măsurătorile efectuate la Reșița și la Timișoara, s-a putut constata că tasările s-au înscris în limite normale , fiind de maximum 2,0 ... 3,0 cm , ceea ce asigură o bună funcționare a construcțiilor care descarcă pe fundații executate în gropi ștanțate .

În concluzie se poate afirma că încercările de capacitate portantă efectuate pe fundații executate în gropi ștanțate prin încărcări statice de probă au pus în evidență capacități portante mari , care în general au corespuns cu estimările inițiale rezultate din calcul .

Capacitățile portante obținute experimental au evidențiat posibilitatea ca prin aplicarea unei tehnologii moderne să se obțină soluții de fundare cu capacități portante mult sporite ( realizate chiar și pe terenuri slabe de fundare ) , față de soluțiile clasice de execuție a fundațiilor .

## CAPITOLUL 6

### **CONSIDERATII ASUPRA NORMATIVULUI C 230-89 REFERITOR LA REALIZAREA FUNDATIILOR IN GROPI STANTATE , ELABORAT CU CONTRIBUTIA AUTORULUI**

#### **6.1. Aspecte generale privind necesitatea elaborării unor instrucțiuni tehnice referitoare la executarea fundațiilor în gropi ștanțate**

În general , în domeniul construcțiilor , dar mai ales în probleme de fundații, tehnologiile noi sunt aplicate la început în condiții mereu schimbate sau în variante diferite . Pe măsură ce se acumulează datele necesare fundamentării teoretice și aplicative a noilor tehnologii și soluții constructive , se impune necesitatea elaborării unor instrucțiuni tehnice care să permită aplicarea pe scară largă a unor soluții eficiente atât din punct de vedere tehnic cât și economic .

Ca urmare a experienței acumulate atât în plan teoretic cât și al realizării în practică a unui important număr de lucrări , colectivul condus de D-nul prof. dr. ing. Marin Păunescu , de la Catedra de Drumuri și Fundații a Universității “Politehnica” Timișoara , din care face parte și autorul acestei lucrări , a elaborat Îndrumătorul de proiectare și execuție a gropilor ștanțate pentru fundații [ 167 ] . Acest îndrumător a fost aprobat prin Decizia nr. 19.05.1989 din 08.05.1989 de către Biroul Executiv al Consiliului Științific al Institutului Central de Cercetare , Proiectare și Directivare în Construcții . Îndrumătorul a primit indicativul C 230-89 și a intrat în vigoare odată cu publicarea lui în Buletinul Construcțiilor , volumul 12/1988 .

Îndrumătorul de proiectare și execuție pentru realizarea fundațiilor în gropi ștanțate este structurat pe șapte capitole și o listă cuprinzând cinci anexe .

Contribuția autorului la întocmirea îndrumătorului constă în elaborarea capitolului trei și a anexei cinci referitoare la calculul capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate . În continuare se va prezenta conținutul îndrumătorului , insistându-se asupra capitolelor menționate mai sus . Celelalte capitole vor fi prezentate sumar având în vedere faptul că multe aspecte privind soluțiile constructive , tehnologiile de execuție , utilajele , controlul calității etc. au fost deja prezentate în capitolul 2 - Studiu bibliografic - Sinteză documentară .

#### **6.2. Prezentarea îndrumătorului de proiectare și execuție a gropilor ștanțate pentru fundații , C 230-89**

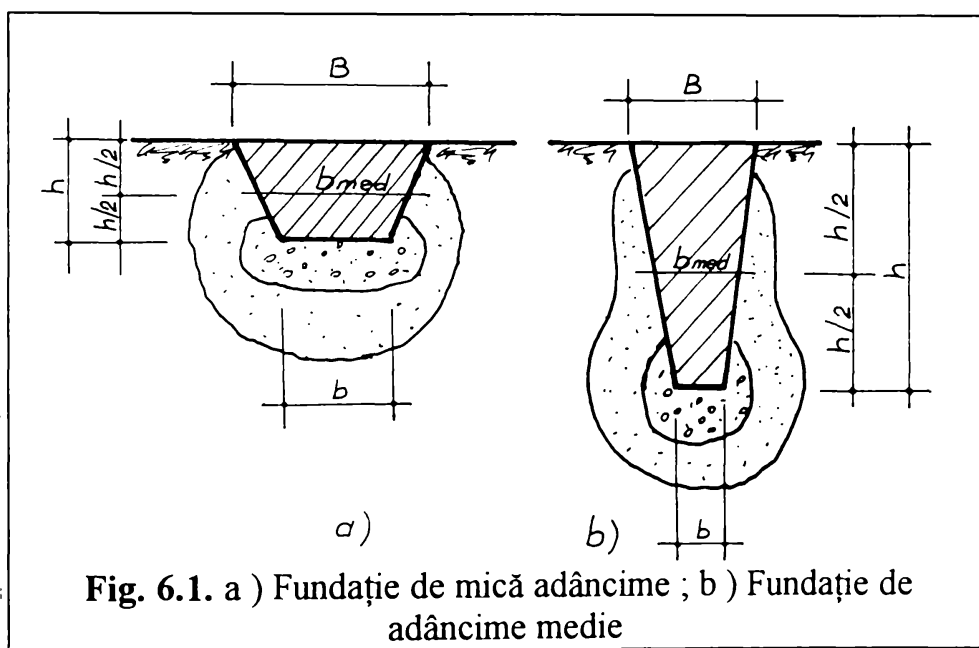
Pentru o prezentare cât mai fidelă a îndrumătorului , titlurile paragrafelor 6.2.1. ... 6.2.7. din prezenta lucrare vor corespunde întocmai capitolelor din îndrumător .

### 6.2.1. Generalități , definiții , clasificare , domenii de utilizare

Primul paragraf se referă în mod general la soluțiile de realizare a fundațiilor în gropi ștanțate prin batere sau prin vibrare .

Utilizând un echipament de lucru corespunzător , la baza gropii se poate realiza un bulb din material granular de adaos pentru creșterea capacității portante a fundației care se realizează prin umplerea gropii ștanțate cu beton monolit sau cu o fundație prefabricată .

Clasificarea acestor fundații se face în funcție de raportul dintre înălțimea ( $h$ ) și lățimea acestora la mijlocul înălțimii ( $b_{med}$ ) . În cazul în care  $h/b_{med} \leq 1,5$  fundațiile sunt de mică adâncime , iar în cazul în care  $h/b_{med} > 1,5$  fundațiile sunt de medie adâncime ( Fig. 6.1. a ; b ) .



Alegerea tipului de fundație se face în funcție de tipul structurii de rezistență a construcției , de mărimea încărcării transmise fundației, de natura terenului de fundare , de tehnologia de execuție etc .

Materialele utilizate la realizarea

fundațiilor executate în gropi ștanțate sunt în mod obișnuit betonul de clasă Bc 7,5 sau Bc 10 , turnat monolit sau prefabricat . Materialul granular de adaos pentru realizarea bulbului poate fi balast grosier , piatră spartă , refuz de ciur, zgură etc . Materialele mai sus menționate trebuie să îndeplinească următoarele condiții :

- să nu conțină substanțe care în condițiile amplasamentului să devină agresive față de betonul sau armătura din care este alcătuită fundația ;

- particulele componente ale materialului să prezinte rezistențe mecanice suficient de mari pentru a nu se produce strivirea sau ruperea lor după încărcarea fundației cu solicitările din construcție .



### **6.2.2. Soluții constructive pentru realizarea fundațiilor în gropi ștanțate**

Fundațiile realizate în gropi ștanțate dispun de un domeniu larg de aplicabilitate , putând fi utilizate atât ca fundații izolate sub stâlpi cât și sub elemente de construcție continue cum sunt pereții din zidărie sau diafragme din beton armat sau radiere generale. Intrucât o parte din aceste soluții de fundare au mai fost prezentate în capitolul doi nu mai este necesară reluarea prezentării acestora în capitolul de față .

### **6.2.3. Prescripții de proiectare**

Proiectarea fundațiilor executate în gropi ștanțate se desfășoară în două etape :

- proiectarea preliminară , care se bazează pe datele conținute în studiul geotehnic;

- proiectarea definitivă , care se realizează ținând seama de rezultatele experimentale și observațiile privind tehnologia de execuție specifică fiecărui amplasament .

Proiectul de execuție al sistemelor de fundare prin ștanțarea gropilor de fundație trebuie să conțină următoarele elemente :

- planul de săpătură generală și cotele acesteia ;  
- dispunerea în plan a gropilor ștanțate ;  
- distanțele minime admisibile între gropile ștanțate ;  
- secțiunile verticale din care să rezulte adâncimea , suprafața și configurația gropilor ștanțate ;

- dimensiunile , forma , greutatea și detaliile constructive privind echipamentul de ștanțare al gropilor de fundație ;

- condițiile de refuz la executarea bulbului ;  
- dimensiunile orientative ale zonei de îndesare , funcție de dimensiunile maiului ;

- dimensiunile orientative ale bulbului format la baza fundației , volumul total de material granular de adaos ( balast , refuz de ciur , zgură etc . ) pentru realizarea acestuia , numărul porțiilor și volumul acestora ;

- tehnologia de realizare a fundațiilor , cu precizarea fazelor de execuție ;  
- elementele privind controlul calității și recepția lucrărilor .

Metodele de calcul ce urmează a fi prezentate în continuare au la bază experiența acumulată în timp de colectivul Catedrei de Drumuri și Fundații din Timișoara , prescripțiile din STAS 3300/1,2 - 85 privind calculul terenului de fundare și a schemei de distribuție a eforturilor în terenul de fundare propusă de I. V. Krutov .

a ) Fundații de adâncime medie (  $h/b_{med} \geq 1,5$  )

Referitor la calculul capacității portante a fundațiilor executate prin ștanțarea gropilor de fundație apar două elemente distincte de care trebuie să se țină seama și care contribuie la obținerea unei capacități portante sporite față de fundațiile clasice executate prin săpare . Primul element îl constituie efectul de îndesare al terenului natural obținut prin însuși tehnica de realizare a gropii de fundație și a bulbului din material granular de adaos . Cel de-al doilea element se referă la faptul că execuția amprenteii cu suprafața laterală înclinată asigură transmiterea la terenul de fundare a unei părți din încărcarea provenită din suprastructură .

Având în vedere aceste particularități ale fundațiilor executate în gropi ștanțate , au fost elaborate de diverși autori , o serie de metode de calcul a capacității portante , fiecare metodă pornind de la ipoteze diferite , respectiv metodologie de calcul diferită .

Metoda de calcul prezentată în continuare ține seama de efectul favorabil al bulbului din material granular de adaos , urmând a se prezenta modul de dimensionare a bulbului și a zonei de teren compactat din jurul fundației .

Zona compactată care apare în teren în jurul amprenteii este definită drept zona în limitele căreia creșterea minimă a greutateii volumice , în stare uscată ,  $\gamma_d$  este de 4%.

În cazul realizării unui bulb din materiale granulare de adaos la baza amprenteii ștanțate , forma și dimensiunile bulbului , respectiv a zonei de pământ compactat , depinde în mare măsură de natura terenului natural .

Volumul total de material de adaos (  $V_b$  ) poate varia de la  $0,50 \text{ m}^3$  la  $1,50 \text{ m}^3$ , funcție de dimensiunile fundației , de natura terenului , de capacitatea portantă necesară etc.

Forma bulbului realizat astfel ( Fig. 6.2. ) este o sferă sau un elipsoid de rotație , cu semiaxele  $h_b$  , respectiv  $r_b$  , raportul acestora (  $h_b / r_b$  ) stabilindu-se cu ajutorul graficului din Figura 6.3. în funcție de  $\gamma_d$  a terenului natural .

Calculul razei bulbului (  $r_b$  ) pe direcția orizontală se face cu relația ( 6.1. ) :

$$r_b = k * \sqrt[3]{V_b} \quad (6.1.)$$

unde  $k$  - coeficient care ține seama de forma bulbului și se determină cu ajutorul graficului din Figura 6.4. , cunoscând raportul  $h_b / r_b$  ,

$V_b$  - volumul de material folosit pentru realizarea bulbului .

Valoarea maximă a razei  $r_b$  , a bulbului din

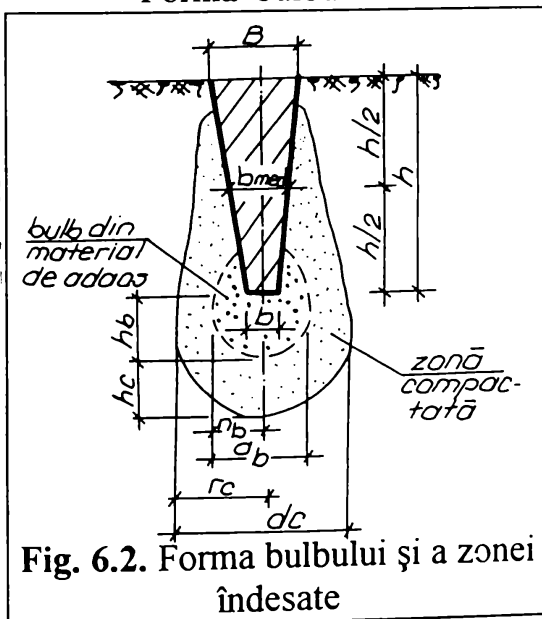


Fig. 6.2. Forma bulbului și a zonei îndesate

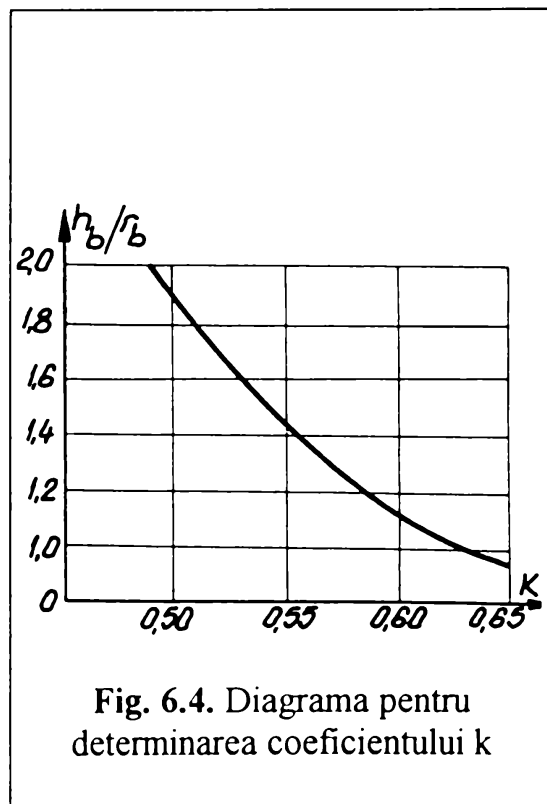
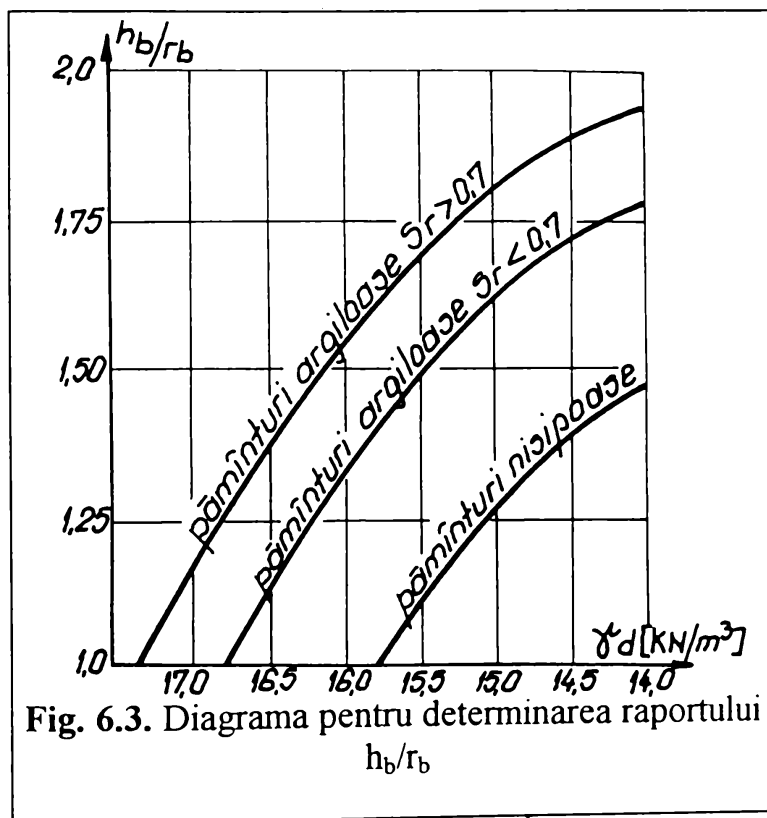
material granular de adaos se limitează la cca.  $(1,2 \dots 1,3) \cdot b$ ,  $b$  fiind dimensiunea secțiunii transversale a vârfului maiului, pentru a evita refularea terenului în suprafață sau apariția unor fisuri în teren, în timpul procesului de compactare a materialului de adaos.

Aria maximă a secțiunii transversale a bulbului  $S_b$ , se calculează cu relația (6.2.):

$$S_b = \pi \cdot r_b^2 \quad (6.2.)$$

Adâncimea zonei de pământ compactat a terenului natural de sub nivelul bulbului (Fig. 6.2.) notată cu  $h_c$ , se calculează cu relația (6.3.):

$$h_c = 2 \cdot r_c - h_b \quad (6.3.)$$



unde  $r_c$  este raza zonei de teren compactat care la rândul ei se determină cu relația (6.4.):

$$r_c = \eta \cdot r_b \quad (6.4.)$$

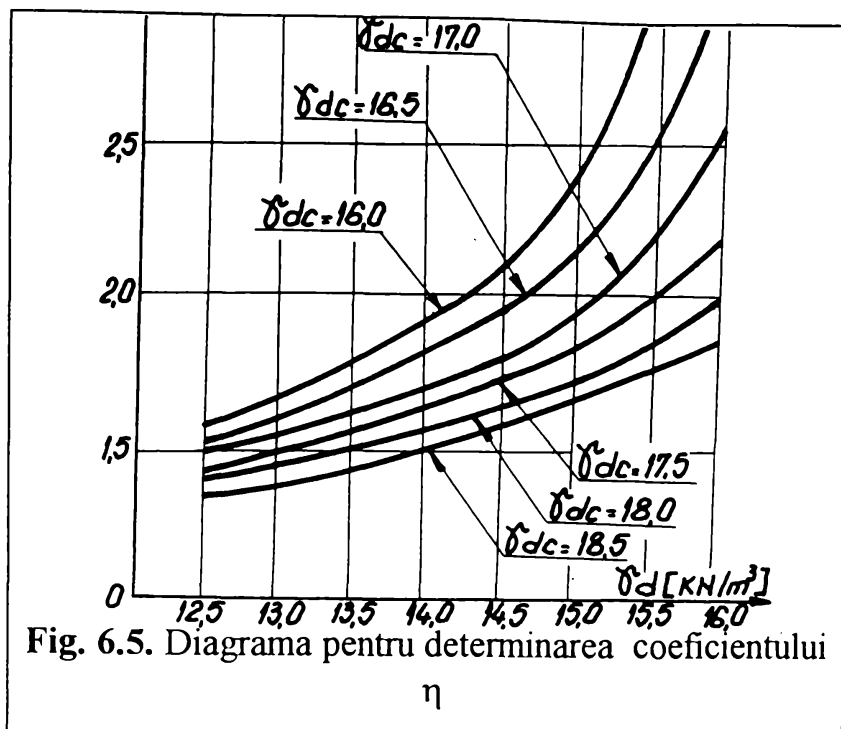


Fig. 6.5. Diagrama pentru determinarea coeficientului  $\eta$

unde  $\eta$  este un coeficient care se obține cu ajutorul graficului din Figura ( 6.5. ) în funcție de greutatea volumică a terenului natural  $\gamma_d$  și cea a terenului compactat de sub bulb .

Greutatea volumică a terenului compactat  $\gamma_{dc}$  din zona de teren compactat de sub bulb se poate determina experimental ( recoltări de probe , încercări Proctor în laborator , penetrări statice sau dinamice în amplasament etc.) sau se poate aprecia cu relația ( 6.5. ) :

$$\gamma_{dc} = \frac{1}{2} * \left( \gamma_d + \frac{S_r * \gamma_s * \gamma_w}{S_r * \gamma_w + \gamma_s * w} \right) \quad ( 6.5. )$$

- unde  $\gamma_s$  - greutatea volumică a scheletului mineral , kN/m³ ;  
 - w - umiditatea terenului natural ;  
 -  $S_r$  - gradul de saturație al terenului îndesat care se consideră 0,90 .

Aria secțiunii transversale în plan orizontal a zonei compactate , în zona de maximă extindere ,  $S_c$  , se obține cu relația ( 6.6. ) :

$$S_c = \pi * r_c^2 \quad ( 6.6. )$$

După această primă fază de stabilire a elementelor geometrice care definesc varianta de fundare , se poate trece la calculul capacității portante a fundației .

Relațiile de calcul prezentate în continuare se folosesc în cazul metodei de calcul la stări limită .

Fundațiile executate în gropi ștanțate se calculează în funcție de :

- capacitatea portantă a fundațiilor din beton sau din beton armat ;
- capacitatea portantă a terenului de sub baza fundațiilor realizate în gropi ștanțate cu sau fără bulb ;
- gradul de stabilitate , în cazul în care asupra fundației sunt transmise încărcări orizontale ce depășesc ca ordin de mărime sarcinile verticale .

Calculul capacității portante la sollicitări axiale a fundației cu bulb se face în funcție de :

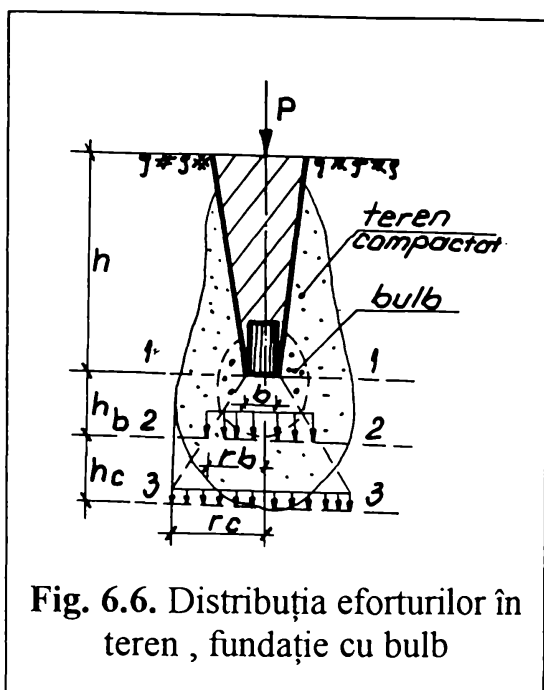


Fig. 6.6. Distribuția eforturilor în teren, fundație cu bulb

i - capacitatea portantă a materialului rigid de adaos îndesat din bulb,  $R_1$  (secțiunea 1-1), conform Figurii 6.6. ;

ii - capacitatea portantă a pământului îndesat aflat sub nivelul bazei bulbului,  $R_2$  (secțiunea 2-2), conform figurii 6.6. ;

iii - capacitatea portantă a terenului natural de sub zona de îndesare,  $R_3$  (secțiunea 3-3), conform Figurii 6.6. .

Capacitatea portantă a materialului de adaos îndesat din bulb, se determină în secțiunea 1-1 cu relația ( 6.7. ) :

$$R_1 = k_1 * m_1 * p_1 * A_b \quad ( 6.7. )$$

unde  $k_1 = 0,8$  - coeficient de neomogenitate ;

$m_1 = 1,0$  - coeficient al condițiilor de lucru;

$p_1$  - rezistența de calcul a materialului rigid din bulb, considerată egală cu 10000 kPa, pentru balast, piatră spartă și refuz de ciur, respectiv 5000 kPa pentru nisip grosier ;

$A_b$  - aria secțiunii transversale a elementului de fundație la vârf .

Capacitatea portantă a fundațiilor executate în gropi ștanțate în funcție de capacitatea portantă a terenului îndesat de sub bulb, se determină în secțiunea 2-2 de la baza bulbului și se calculează cu relația ( 6.8. ) :

$$R_2 = k_2 * \left[ m_2 * p_2 * S_b + m_2' * U_m \sum f_i * h_i + m_2 * (A_B - A_b) * p_{med} \right] \quad ( 6.8. )$$

unde  $k_2 = 0,7$  - coeficient de neomogenitate ;

$m_2 = 1,0$  ;  $m_2' = 0,8$  - coeficienți ai condițiilor de lucru ;

$p_{med}$  - capacitatea portantă a terenului din zona compactată exprimată în kPa și calculată conform relațiilor ( 6.10. ) sau ( 6.11. ) folosind parametrii rezistenței la forfecare ai pământului  $\Phi$  și  $c$ , corespunzători pământului din zona îndesată din jurul bulbului .

$S_b = \pi * r_b^2$  - aria secțiunii transversale a bulbului, exprimată în  $m^2$ , în care  $r_b$  este raza bulbului calculată conform metodologiei prezentată anterior ;

$U_m$  - perimetrul secțiunii transversale a fundației, la mijlocul înălțimii acesteia, exprimată în m ;

$f_i$  - rezistența de calcul a terenului pe suprafața laterală a fundației, corespunzătoare stratului  $i$ , ( fișa fundației se împarte în straturi elementare  $i$  ), exprimată în kPa, determinată conform valorilor cuprinse în Tabelul 6.3. ;

$h_i$  - înălțimea din fișa elementului de fundație care se află în contact cu un strat de teren exprimată în m ;

$A_B$  - aria secțiunii transversale la partea superioară a fundației în formă de trunchi de piramidă , exprimată în  $m^2$  ;

$A_b$  - aria secțiunii transversale a fundației la vârf , exprimată în  $m^2$  ;

$p_{med}$  - capacitatea portantă a terenului natural , calculată la mijlocul înălțimii fundației , corespunzătoare lui  $b_m$  , în cazul în care terenul este alcătuit dintr-un singur strat sau ca medie ponderată pentru mai multe straturi ( poate fi  $p_{conv}$  ,  $p_{pl}$  sau  $p_{cr}$  ) .

Tabelul 6.3.

Adânc med. strat	Rezistența de calcul pe suprafața laterală $f_i^n$ [ kPa ]								
	Pământuri necoezive			Pământuri coezive cu $I_c$					
	medii	fine	praf	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
1,0	35	25	15	35	23	15	12	5	2
1,5	38,5	26,5	17,5	38,5	26,5	17,5	14,4	6	2,5
2,0	42	30	20	42	30	20	17	7	3
2,5	45	32,5	22,5	45	32,5	22,5	18,5	7,5	3,5
3,0	48	35	25	48	35	25	20	8	4
3,5	50	36,5	26	50	36,5	26	21	8,5	4,5
4,0	53	38	27	53	38	27	22	9	5
5,0	56	40	29	56	40	29	24	10	6

Capacitatea portantă a fundațiilor executate în gropi ștanțate determinată în funcție de capacitatea portantă a terenului natural la contactul cu zona de pământ îndesat ( secțiunea 3-3 ) din Figura 6.6. , se calculează cu relația ( 6.9. ) :

$$R_3 = k_3 * [m_3 * p_3 * S_c + m_3' * U_m \sum f_i * h_i + m_3'' * (A_B + A_b) * p_{med}] \quad (6.9.)$$

unde  $k_3 = 0,7$  - coeficient de neomogenitate ;

$m_3$  - coeficient al condițiilor de lucru , ale cărui valori sunt indicate în Tabelul 6.4., funcție de înălțimea fundației ;

$p_3$  - capacitatea portantă a terenului natural , exprimată în kPa , calculată conform relațiilor ( 6.10. ) sau ( 6.11. ) funcție de caracteristicile mecanice ale terenului natural ;

$S_c = \pi * r_c^2$  - aria secțiunii transversale a zonei compactate ;

$m_3' = 0,8$  ;  $m_3'' = 1,0$  - coeficienți ai condițiilor de lucru ;

$U_m$  ,  $f_i$  ,  $h_i$  ,  $A_B$  ,  $A_b$  și  $p_{med}$  au aceleași semnificații ca în relația ( 6.8. ) .

Tabelul 6.4.

h [m]	2,0	2,5	3,0	3,5
m <sub>3</sub>	1,0	1,2	1,4	1,6

Capacitatea portantă a zonei compactate p<sub>2</sub> și capacitatea portantă a terenului natural p<sub>3</sub> se calculează cu relațiile ( 6.10. ) și ( 6.11. ) :

- pentru construcțiile fără subsol :

$$p_2 (p_3) = m_1 * (\gamma * B * N_1 + q * N_2 + c * N_3) \quad ( 6.10. )$$

- pentru construcțiile cu subsol :

$$p_2(p_3) = m_1 * \left( \gamma * B * N_1 + \frac{2 * q_c + q_i}{3} * N_2 + c * N_3 \right) \quad ( 6.11. )$$

unde m<sub>1</sub> = 1,1 - coeficient al condițiilor de lucru ;

γ - media ponderată a greutatei volumice de calcul a straturilor de sub nivelul secțiunii 3-3 , ( Fig. 6.6. ) , cuprinse pe adâncimea h<sub>c</sub> , exprimată în kN/m<sup>3</sup>;

B = 1,77 \* r<sub>c</sub> - dimensiunea laturii echivalente , exprimată în m ;

q - suprasarcina de calcul la nivelul secțiunii 3-3 lateral față de fundație , exprimată în kPa ;

q<sub>c</sub> , q<sub>i</sub> - suprasarcina de calcul la nivelul secțiunii 3-3 la exteriorul , respectiv interiorul fundației de subsol , exprimată în kPa ;

c - valoarea de calcul a coeziunii stratului din pământ de sub talpa fundației , exprimată în kPa ;

N<sub>1</sub> , N<sub>2</sub> , N<sub>3</sub> - coeficienți adimensionali în funcție de valoarea de calcul a unghiului de frecare interioară a terenului de la nivelul secțiunii 3-3 , conform Tabelului 6.4. .

În cazul în care nu există date suficiente cu privire la parametrii rezistenței la forfecare ( Φ și c ) a terenului de fundare , p<sub>2</sub> se poate calcula ca fiind presiunea convențională p<sub>conv</sub> = p<sub>conv</sub> + C<sub>B</sub> + C<sub>D</sub> , în cazul construcțiilor de clasă de importanță III , IV și V , determinată conform metodologiei prezentată în STAS 3300/2-85 , Anexa B .

Valoarea R<sub>3</sub> a capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate se va compara cu solicitarea care revine acesteia din gruparea fundamentală cea mai defavorabilă .

Tabelul 6.5.

$\Phi$ [°]	$N_1$	$N_2$	$N_3$
10	0,18	1,73	4,17
12	0,23	1,94	4,42
14	0,29	2,17	4,69
16	0,36	2,43	5,00
18	0,43	2,72	5,31
20	0,51	3,06	5,66
22	0,61	3,44	6,04
24	0,72	3,87	6,45
26	0,84	4,37	6,90
28	0,98	4,93	7,40
30	1,15	5,59	7,95
32	1,34	6,35	8,55
34	1,55	7,21	9,21
36	1,81	8,25	9,98
38	2,11	9,44	10,80
40	2,46	10,84	11,73
42	2,87	12,50	12,77
44	3,37	14,48	13,96
45	3,66	15,64	14,64

Pentru verificarea la starea limită de capacitate portantă , încărcarea pe fundație la o solicitare provenită dintr-o grupare specială , se va calcula conform relației ( 6.12. ) , ținând seama de  $p_3$  :

$$p_3 = \gamma^* * B * N_\gamma * \lambda_\gamma + q * N_q * \lambda_q + c^* * N_c * \lambda_c \quad ( 6.12. )$$

unde  $\gamma^*$  - greutatea volumică de calcul a straturilor de pământ aflate sub nivelul secțiunii 3-3 ( Fig. 6.6. ) ;

$B = 1,77 * r_c$  - dimensiunea laturii echivalente , în m ;

$q$  - suprasarcina de calcul ce acționează la nivelul tăpii fundației , lateral față de fundație , în kPa ;

$c^*$  - valoarea de calcul a coeziunii straturilor din pământ de sub nivelul secțiunii 3-3 , în kPa ;

$\lambda_\gamma = 0,6$  și  $\lambda_q = \lambda_c = 1,3$  - coeficienți de formă ai fundației ;

$N_\gamma$  ,  $N_q$  ,  $N_c$  - coeficienți de capacitate portantă care depind de valoarea de calcul a unghiului de frecare interioară a pământului  $\Phi$  , de sub nivelul secțiunii 3-3 , valori care sunt prezentate în Tabelul 6.6. :



Tabelul 6.6.

$\Phi$ [°]	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$
10	0,2	2,5	8,3
15	0,7	3,9	11,0
20	1,8	6,4	14,8
20,5	2,7	8,2	17,5
25	4,1	10,7	20,7
27,5	6,1	13,9	24,9
30	9,0	18,4	30,1
32,5	13,6	24,6	37,0
35	20,4	33,3	46,1
37,5	31,0	45,8	58,4
40	47,7	64,2	75,3
42,5	75,0	91,9	99,3
45	120,5	132,9	133,9

Capacitatea portantă la solicitări verticale ale fundațiilor executate în gropi ștanțate cu bulb din materiale granulare de adaos compactat este dată de relația ( 6.13. ) :

$$R = \min ( R_1 , R_2 , R_3 ) \quad ( 6.13. )$$

unde  $R_1$  ,  $R_2$  ,  $R_3$  sunt capacitățile portante calculate conform metodologiei prezentate .

Capacitatea portantă a elementelor de fundație executate în gropi ștanțate fără bulb la bază se determină ca fiind valoarea minimă dintre :

a ) capacitatea portantă a fundației (  $R_2$  ) determinată în funcție de capacitatea portantă a terenului compactat din zona îndesată de sub fundație ;

b ) capacitatea portantă a fundației (  $R_3$  ) determinată în funcție de capacitatea portantă a terenului natural de sub fundație ;

Calculul capacităților portante  $R_2$  și  $R_3$  se face conform celor prezentate anterior, cu următoarele deosebiri :

- în relația ( 6.8. ) în loc de  $A_b$  ( aria secțiunii transversale maxime a bulbului ) se va introduce  $A_m = b_m^2$  , care reprezintă aria secțiunii transversale corespunzătoare mijlocului fundației , verificarea efectuându-se la nivelul secțiunii 1-1 , ( Fig. 6.7. ) :

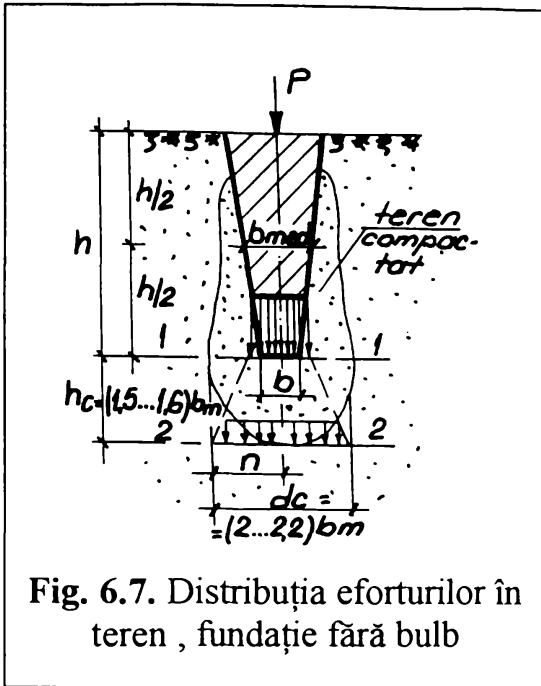


Fig. 6.7. Distribuția eforturilor în teren, fundație fără bulb

- pentru verificarea capacității portante a fundației din condiția de capacitate portantă a terenului natural de la nivelul secțiunii 2-2, ( Fig. 6.7. ),  $h_c$  și  $d_c$  pentru zona compactată, se consideră ca fiind :

- în adâncime  $h_c = (1,5 \dots 1,6) * b_m$  ;
- la bază  $d_c = (2,0 \dots 2,2) * b_m$  .
- valoarea capacității portante a terenului natural  $p_2$  se determina cu relațiile ( 6.10. ) respectiv (6.11.) după caz, iar  $p_3$  cu relația (6.12.).

Capacitatea portantă la solicitări axiale a fundațiilor fără bulb din material granular de adaos se stabilește din condiția ( 6.14. ) :

$$R = \min (R_2, R_3) \quad ( 6.14. )$$

Capacitatea portantă a unui element de fundare executat prin ștanțarea gropii de fundație, dintr-un grup se stabilește conform relației ( 6.15 ) :

$$R' = m_u * R \quad ( 6.15. )$$

unde  $R$  - capacitatea portantă a fundației izolate ;

$m_u$  - coeficient al condițiilor de lucru care se stabilește după cum urmează :

- la fundațiile executate în gropi ștanțate de adâncime, flotante în terenuri necoezive,  $m_u = 1$  ;
- la fundațiile executate în terenuri coezive,  $m_u = 0,9 \dots 1,0$ , dacă raportul dintre distanța dintre fețele fețele a două fundații alăturate, la mijlocul înălțimii și raza zonei de îndesare este mai mare decât 2 .

b ) Fundații de mică adâncime (  $h/b_{med} < 1,5$  )

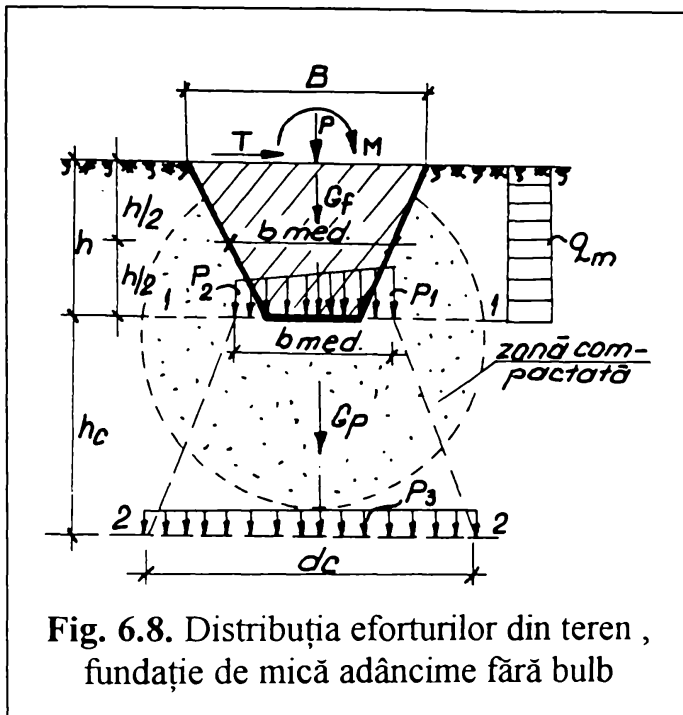
Calculul fundațiilor de mică adâncime fără bulb se face ținând seama de efectul îmbunătățirii caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului din jurul fundației în urma ștanțării gropii de fundație, prin batere sau vibrație .

Schema de distribuție a eforturilor din teren în jurul fundației precum și dimensiunile zonei de pământ compactat sunt prezentate în Figura ( 6.8. ) .

Valorile presiunilor  $p_1$  și  $p_2$  se calculează cu relația ( 6.16. ) :

$$p_{1,2} = \frac{P + G_f}{b_m^2} \pm \frac{M + T * h - 0,5 * q_m * b_m * h^2}{W_m} \quad ( 6.16. )$$

unde  $P$ ,  $M$  și  $T$  sunt încărcările de calcul care acționează asupra fundației, provenite dintr-o grupare fundamentală sau dintr-o grupare specială ;  
 $G_f$  - greutatea proprie a fundației ștanțate ;



$q_m$  - presiunea reactivă a terenului pe fața laterală a fundației determinată cu relația  $q_m = a + 0,4 * p$  unde  $a = 60 \text{ kN/m}^2$  iar  $p = (P + G_f) / b_m$ ;

$W_m = b_{med}^3 / 6$  - modulul de rezistență al secțiunii transversale prin mijlocul înălțimii fundației în m;

Valorile presiunilor  $p_1$  și  $p_2$ , calculate cu relația ( 6.16. ) trebuie să satisfacă următoarele condiții :

- în cazul încărcărilor din gruparea fundamentală :

$$p_1 \leq p_{pl,c} \quad \text{respectiv} \quad p_2 \geq 0$$

sau :

$$p_1 \leq 1,2 * p_{conv,c} \quad \text{respectiv} \quad p_2 \geq 0$$

- în cazul încărcărilor din gruparea specială :

$$p_1 \leq p_{cr,c} \quad \text{respectiv} \quad p_2 \geq 0$$

sau :

$$p_1 \leq 1,4 * p_{conv,c} \quad \text{respectiv} \quad p_2 \geq 0$$

În relațiile de mai sus,  $p_{pl,c}$ ,  $p_{cr,c}$  și  $p_{conv,c}$  reprezintă capacități portante ale pământului cuprins în limitele zonei compactate .

Caracteristicile fizico-mecanice ale terenului de fundare se determină în mod direct prin încercări de teren și laborator, în cadrul poligoanelor experimentale, sau utilizând valorile orientative oferite de STAS 3300/1 - 85 .

Pentru pământul compactat se calculează  $\gamma_{dc}$  cu relația ( 6.5. ) iar cu relația ( 6.17. ) se determină indicii de porii pentru pământul compactat de sub fundație :

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_{dc}} - 1 \quad ( 6.17. )$$

Conform Anexei C , Tabelul 3 din STAS 3300/1-85 , se obțin parametri rezistenței la forfecare  $\Phi$  și  $c$  ca valori orientative pentru terenul îndesat de sub fundație, valori cu care se poate trece la calculul capacităților portante  $p_{pl,c}$  și  $p_{cr,c}$  .

Verificarea capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate la nivelul secțiunii 2-2 , ( Fig. 6.8. ) se face calculând valoarea presiunii  $p_3$  cu relația ( 6.18. ) :

$$p_3 = \frac{P + G_f + G_p}{S_c} \quad ( 6.18. )$$

unde  $G_p$  -greutatea pământului aflat pe înălțimea  $h_c$  aferent suprafeței  $S_c$  ( Fig. 6.8. );

$S_c = 0,9 * \pi * d_c^2/4$  -suprafața proiecției în plan orizontal a zonei de pământ compactat ;

Presiunea  $p_3$  trebuie să satisfacă condițiile :

- în cazul încărcărilor din gruparea fundamentală :

$$p_3 \leq p_{pl} \quad \text{sau} \quad p_3 \leq p_{conv}$$

- în cazul încărcărilor din gruparea specială :

$$p_3 \leq p_{cr} \quad \text{sau} \quad p_3 \leq 1,2 * p_{conv}$$

Presiunile  $p_{pl}$  și  $p_{cr}$  se determină conform celor prezentate în cazul fundațiilor adânci executate în gropi ștanțate , considerând caracteristicile fizico-mecanice ale terenului natural și o fundație echivalentă cu latura bazei  $S = S_c$  .

Valorile maxime ale capacității portante pentru zona compactată (  $p_{pl,c}$  și  $p_{cr,c}$  ) nu trebuie să depășească următoarele valori :

pentru :	$b_m \leq 0,80 \text{ m}$	$p_{pl,c} ( p_{conv} ) \leq 5,0 \text{ daN/cm}^2$
	$b_m \leq 1,40 \text{ m}$	$p_{cr,c} ( p_{conv} ) \leq 6,0 \text{ daN/cm}^2$

Pentru valori intermediare ale dimensiunii  $b_m$  cuprinse între 0,80 m și 1,40 m ,  $p_{pl}$  respectiv  $p_{cr}$  se determină prin interpolare .

Calculul capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate de mică adâncime cu bulb din material granular de adaos , se face utilizând schema de distribuție în teren a eforturilor prezentată în Figura 6.9.

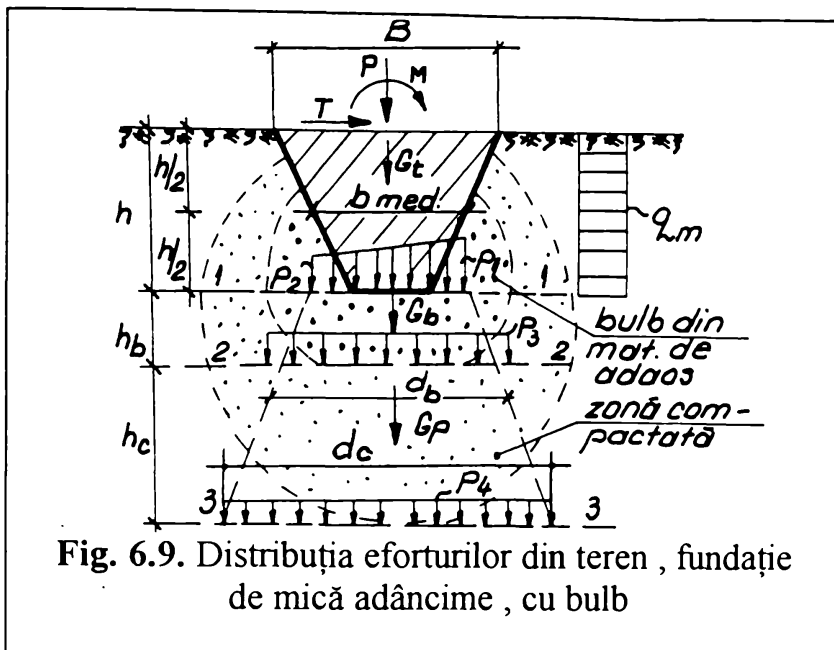


Fig. 6.9. Distribuția eforturilor din teren, fundație de mică adâncime, cu bulb

Dimensiunile bulbului din material granular de adaos, respectiv a zonei de îndesare, în cazul în care nu s-au efectuat dezveliri și măsurători directe pe elemente de probă, într-un poligon experimental, se pot considera după cum urmează:

- dimensiunile bulbului:

$$r_b = (0,6 \dots 0,85) * b_{med}$$

$$h_b = (0,6 \dots 1,00) * b_{med}$$

Aceste relații sunt valabile în cazul în care volumul de material granular de adaos este egal cu  $(0,8 \dots 1,00) * V_{gs}$ , unde  $V_{gs}$  reprezintă volumul gropii ștanțate;

- dimensiunile zonei de pământ compactat:

$$r_c = (1,5 \dots 1,7) * b_{med}$$

$$h_c = (2,0 \dots 2,5) * b_{med} - h_b$$

Pentru aprecierea dimensiunilor bulbului din material granular de adaos și ale zonei compactate se pot utiliza și relațiile prezentate anterior când s-au prezentat fundațiile executate în gropi ștanțate adânci ( $h/b_{med} > 1,5$ ).

Verificarea presiunilor la nivelul secțiunii 1-1 se face calculând presiunile  $p_1$  și  $p_2$  cu relația (6.16.) care trebuie să satisfacă următoarele condiții, atât pentru încărcările din gruparea fundamentală, cât și pentru cele din gruparea specială:

$$p_1 \leq 750 \text{ kN/m}^2 \quad \text{respectiv} \quad p_2 \geq 0$$

La nivelul secțiunii 2-2, presiunea  $p_3$  se calculează cu relația (6.19.):

$$p_3 = \frac{P + G_f + G_b}{S_b} \quad (6.19.)$$

unde  $G_b$  - greutatea stratului din pământ cu grosimea  $h_b$ , aferent suprafeței  $S_b$  pe care se efectuează verificarea presiunilor, exprimată în kN;

$S_b = 0,9 * \pi * r_b^2$  - suprafața proiecției în plan orizontal a bulbului, exprimată în  $m^2$ ;

Presiunea  $p_3$  trebuie să satisfacă condițiile de mai jos:

- în cazul încărcărilor din gruparea fundamentală:

$$p_3 \leq p_{pl,c} \quad \text{sau} \quad p_3 \leq p_{conv,c}$$

- în cazul încărcărilor din gruparea specială :

$$p_3 \leq p_{cr,c} \quad \text{sau} \quad p_3 \leq 1,2 * p_{conv,c}$$

Calculul presiunii de plasticizare , respectiv a presiunii critice , se va efectua pentru o fundație echivalentă cu latura  $B = 0,8 * d_c$  .

Verificarea presiunilor la nivelul bazei zonei îndesate ( secțiunea 3-3 ) , se face calculând presiunea  $p_4$  cu relația ( 6.20. ) , similar relației ( 6.19. ) :

$$p_4 = \frac{P + G_f + G_b + G_p}{S_c} \quad ( 6.20. )$$

Presiunea  $p_4$  trebuie să satisfacă condițiile de mai sus corespunzătoare presiunii  $p_3$  , capacitățile portante fiind cele aferente terenului natural .

Capacitatea portantă a fundațiilor de suprafață realizate în gropi ștanțate , la sarcini orizontale se verifică cu relația ( 6.21. ) :

$$p_{cr} = k_{cr} * q_m * d_m * h \leq T + \frac{M}{h} \quad ( 6.21. )$$

unde  $k_{cr} = 0,8$  - coeficientul condițiilor de lucru ;

$q_m = a + 0,4 * p$  - presiunea reactivă a terenului pe fața laterală a fundației , în care  $a = 0,60 \text{ kN/m}^2$  , iar  $p$  este presiunea medie  $p = ( N + G ) / b_m^2$

c ) calculul tasărilor fundațiilor realizate în gropi ștanțate ;

La fel ca și orice alt sistem de fundare și fundațiile executate în gropi ștanțate trebuie verificate și la condiția de deformabilitate a terenului .

Calculul tasărilor fundației se face prin metoda însumării pe straturi elementare . Fundația executată în groapa ștanțată se ia în considerare ca o fundație convențională având dimensiunile secțiunii transversale egale cu valoarea medie a dimensiunilor elementului de fundație . Calculul se efectuează în conformitate cu prevederile STAS 3300/2-85 , adoptând modelul fundației amplasată pe trei straturi din pământ cu caracteristici diferite ( Fig. 6.9. ) , acestea fiind alcătuite din materialul de adaos din bulb , din terenul îndesat prin ștanțare și în final din terenul natural nederanjat .

#### **6.2.4. Tehnologii de execuție a gropilor ștanțate pentru fundații**

Capitolul 4 al îndrumătorului prezintă pentru început utilajele utilizate pentru ștanțarea gropilor de fundație , atât prin vibrație cât și prin batere . Sunt precizate parametrii tehnici atât pentru agregatul de vibropresare AVP - 1 cât și cei ai utilajelor pentru ștanțarea prin batere .

De asemenea sunt prezentate două scheme tehnologice privind realizarea fundațiilor în gropi ștanțate prin vibrație , respectiv batere .

Ca o completare la acest capitol , o constituie Anexa I care prezintă două utilaje noi concepute și realizate pentru ștanțarea gropilor de fundație . Tot aici sunt prezentate diverse tipuri de echipamente și maiuri care au fost folosite cu succes pe diverse amplasamente și care au îmbunătățit tehnologia de lucru și au asigurat o creștere a capacităților portante ale fundațiilor .

#### **6.2.5. Lucrări experimentale , controlul calității și evidența lucrărilor**

Lucrările experimentale sunt necesare pentru verificarea efectului de îmbunătățire al terenului de fundare care se obține în urma ștanțării gropilor de fundație . Astfel un minim de încercări necesare constă în determinarea greutatei volumice în stare uscată  $\gamma_d$  a umidității  $w$ , și a caracteristicilor de rezistență  $\Phi$  și  $c$  ale zonei compactate . În cadrul poligoanelor experimentale în fiecare groapă ștanțată se va executa câte o penetrare dinamică și câte una în terenul natural alăturat, pentru a putea aprecia efectul de îndesare obținut . Pentru fiecare amplasament se va executa minim o încercare statică de probă pe un element de fundare executat prin ștanțarea gropii de fundație .

Totodată se va urmări modul de realizare al amprenteii , gradul de stabilitate al pereților laterali ai amprenteii , efectul de refulare laterală a terenului în timpul ștanțării gropii etc..

Volumul de lucrări experimentale se stabilește în funcție de variația condițiilor de teren în perimetrul amplasamentului .

Controlul calității lucrărilor va urmări atât aspectele cantitative cât și cele calitative ale tehnologiei de execuție . În timpul executării gropilor prin ștanțare se va urmări vizual starea pereților gropii și păstrarea configurației geometrice a acestora . La fiecare ștanțare se va măsura timpul de înfigere al maiului sau numărul de căderi ale acestuia dacă se aplică tehnologia prin batere .

În cazul fundațiilor cu bulb , se va verifica pe tot timpul execuției calitatea materialului de adaos și volumul fiecărei porții introduse în amprenta ștanțată .

Se recomandă execuția unor penetrări dinamice în câteva gropi ștanțate ( cca. 1 penetrare la 20 de gropi ștanțate ) prin bulb , la adâncimi de minim  $5 * b_{med}$  , care se vor compara cu diagramele etalon obținute în poligoanele experimentale .

Anexele II , III și IV conțin o serie de formulare care permit urmărirea și controlul fazelor tehnologice de realizare a fundațiilor în gropi ștanțate .

### **6.2.6. Caietul de sarcini**

Documentația de execuție a unei soluții de fundare prin ștanțarea gropilor de fundație trebuie să conțină un caiet de sarcini care să completeze și să particularizeze , pentru amplasamentul respectiv , prevederile generale ale îndrumătorului de proiectare C 230-89 .

Se va prezenta întregul program de testare a calității terenului , înainte și după ștanțarea gropilor de fundație și se vor descrie amănunțit fazele tehnologice de realizare a gropilor ștanțate , a bulbului din material granular de adaos și a fundațiilor propriuzise. Pentru toate aceste faze se vor întocmi fișe de evidență , conform celor prezentate în anexele II , III și IV , funcție de situația concretă de pe amplasament .

Se recomandă ca în caietul de sarcini să fie cuprinse datele privind caracteristicile terenului de fundare și o descriere detaliată a tehnologiei de lucru și a caracteristicilor utilajului care va fi folosit la ștanțarea gropilor de fundație .

### **6.2.7. Măsuri de tehnica securității muncii**

Ultimul capitol al Indrumătorului de proiectare și execuție a gropilor ștanțate pentru fundații , C 230-89 , face referire la o serie de acte normative generale privind tehnica securității muncii , precum și indicații concrete privind asigurarea securității muncii pe amplasamentele unde se aplică tehnologia executării fundațiilor în gropi ștanțate .

## **6.3. Exemplu de calcul , utilizând prescripțiile îndrumătorului de proiectare C 230 -89**

Având în vedere că îndrumătorul de proiectare propune un mod de calcul a capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate , se va prezenta în continuare un exemplu de calcul concret , prin care se urmărește verificarea concordanței dintre rezultatele obținute prin metodele de calcul prezentate și datele experimentale de care se dispune .

Considerând o fundație având aceleași dimensiuni cu cele ale fundației analizate în paragraful 4.5. (  $H = 0,60$  m ,  $B = 0,75$  m și  $b = 0,45$  m ) și un teren de fundare alcătuit din nisip argilos cu următoarele caracteristici geotehnice :  $\gamma = 19,2$  kN/m<sup>3</sup> ,  $e = 0,60$  ,  $W = 17$  % ,  $W_L = 36$  % ,  $W_P = 11$  % ,  $\gamma_s = 26,5$  kN/m<sup>3</sup> ,  $\Phi = 22,5^\circ$  ,  $c = 55$  kN/m<sup>2</sup> .

Încărcarea aplicată fundației se consideră ca fiind  $P = 260$  kN , urmând să se efectueze verificarea capacității portante a acesteia .

a ) se determină mărimile complementare ale caracteristicilor geotehnice :



$$S_r = \frac{w * \gamma_s}{e * \gamma_w} = \frac{0,17 * 26,5}{0,6 * 10,0} = 0,7$$

$$n = \frac{e}{1 + e} = \frac{0,6}{1 + 0,6} = 0,375 \Rightarrow n_{\%} = 37,5\%$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \frac{w_{\%}}{100}} = \frac{19,2}{1 + \frac{17}{100}} = 16,4 \frac{kN}{m^3}$$

$$I_p = w_L - w_p = 36 - 17 = 25\%$$

$$I_c = \frac{w_L - w}{w_L - w_p} = \frac{36 - 17}{36 - 11} = 0,76$$

b) caracteristicile terenului compactat de sub bulb :

$$\gamma_{dc} = \frac{1}{2} * \left( \gamma_d + \frac{S_r * \gamma_s * \gamma_w}{S_r * \gamma_w + \gamma_s * w} \right) = \frac{1}{2} * \left( 16,4 + \frac{0,75 * 26,5 * 10}{0,75 * 10 + 26,5 * 0,17} \right) = 16,6 \frac{kN}{m^3}$$

$$w_c = \frac{\gamma_d}{\gamma_{dc}} * w = \frac{16,4}{16,6} * 17,0 = 16,8\%$$

$$n_c = 1 - \frac{\gamma_{dc}}{\gamma_s} = 1 - \frac{16,6}{26,5} = 0,373 \Rightarrow n_c = 37,3\%$$

$$e_c = \frac{\gamma_s - \gamma_{dc}}{\gamma_{dc}} = \frac{26,5 - 16,6}{16,6} = 0,59$$

$$I_{c_c} = \frac{w_L - w}{w_L - w_p} = \frac{36,0 - 16,8}{36 - 11} = 0,768$$

$$\gamma_c = \gamma_{dc} * \left( 1 + \frac{w_c \%}{100} \right) = 16,6 * \left( 1 + \frac{16,8}{100} \right) = 19,4 \frac{kN}{m^3}$$

c) Calculul capacității portante a fundației :

Volumul fundației :

$$V_f = \frac{h}{3} * (S + s + \sqrt{S * s}) = \frac{0,60}{3} (0,75 * 0,75 + 0,45 * 0,45 + \sqrt{0,75 * 0,45}) = 0,22 m^3$$

Volumul bulbului din balast :

$$V_b = 0,7 * V_f = 0,7 * 0,22 = 0,15 \text{ m}^3$$

Dimensiunile bulbului rezultă conform Figurii 6.9. :

$$r_b = 0,75 * b_{med} = 0,75 * 0,60 = 0,45 \text{ m}$$

$$h_b = 0,90 * b_{med} = 0,90 * 0,60 = 0,54 \text{ m}$$

Dimensiunile zonei de teren compactat :

$$r_c = 1,5 * b_{med} = 1,5 * 0,60 = 0,90 \text{ m}$$

$$h_c = 2,2 * b_{med} - h_b = 2,2 * 0,60 - 0,54 = 0,78 \text{ m}$$

Verificarea presiunilor la nivelul secțiunii I-I ( Fig. 6.9. ) :

$$p_{ef,1.2} = \frac{P + G_f}{b_{med}^2} \pm \frac{M + T * h - 0,5 * q_m * b_{med} * h^2}{W_{med}}$$

$$G_f = n * H * b_{med}^2 * \gamma_{bet} = 1,1 * 0,60 * 0,60^2 * 24 = 9,5 \text{ kN}$$

Având în vedere faptul că încărcările aplicate fundației se consideră aplicare centric , relația de mai sus se va simplifica , iar presiunea la nivelul secțiunii I-I va fi:

$$p_{ef,1.2} = \frac{260 + 9,5}{0,60^2} = 748 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < p_{ad, bulb} = 750 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Verificarea eforturilor la nivelul secțiunii II-II :

$$S_b = 0,9 * \pi * r_b^2 = 0,9 * 3,14 * 0,45^2 = 0,572 \text{ m}^2$$

$$G_{f,II-II} = n * S_b * ( h + h_b ) * \gamma_{med} = 1,1 * 0,572 * ( 0,6 + 0,54 ) * 20 = 14,3 \text{ kN}$$

$$p_{ef,3} = \frac{P + G_{f,II-II}}{S_b} = \frac{260 + 14,3}{0,572} = 479 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Calculul capacității portante a terenului de fundare la nivelul secțiunii II-II :

Tinând seama de efectul relativ redus al procesului de ștanțare asupra caracteristicilor fizice ale terenului de fundare , se va considera o aceeași valoare a unghiului de frecare interioară  $\Phi = 22,5^\circ$  ca și pentru terenul natural .

Conform STAS 3300/2 - 85 se obține :

$$N_1 = 0,67 \text{ , } N_2 = 3,59 \text{ , } N_3 = 6,21$$

$$B_b = \sqrt{S_b} = \sqrt{0,572} = 0,75$$

$$q = \gamma * D = 19,2 * ( 0,60 + 0,54 ) = 21,9 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{ad,2} = m_1 * ( \gamma * B_b * N_1 + q * N_2 + c * N_3 )$$

$$p_{ad,2} = 1,1 * ( 19,2 * 0,75 * 0,67 + 21,9 * 3,59 + 55 * 6,21 ) = 472,8 \text{ kN/m}^2$$

rezultă :

$$p_{ef,3} = 479 \text{ kN/m}^2 \cong p_{ad,2} = 472,8 \text{ kN/m}^2$$

Verificarea presiunilor la nivelul secțiunii III-III :

$$S_b = 0,9 * \pi * r_c^2 = 0,9 * 3,14 * 0,90^2 = 2,29 \text{ m}^2$$

$$G_{f,III-III} = n * S_c * ( h + h_b + h_c ) * \gamma_{med} =$$

$$= 1,1 * 2,29 * ( 0,60 + 0,54 + 0,78 ) * 20 = 96,7 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{ef,4} = \frac{P + G_{f,III-III}}{S_c} = \frac{260 + 96,7}{2,29} = 155,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$B_c = \sqrt{S_c} = \sqrt{2,29} = 1,51 \text{ m}$$

$$q = \gamma * D = 19,2 * ( 0,60 + 0,54 + 0,78 ) = 36,8 \text{ kN/m}^2$$

Tinând seama de aceste dimensiuni precum și de coeficienții de capacitate portantă (  $N_1 = 0,67$  ,  $N_2 = 3,59$  ,  $N_3 = 6,21$  , aceeași pentru o valoare de  $22,5^\circ$  a unghiului de frecare interioară al terenului de fundare ) , se poate calcula capacitatea portantă la nivelul secțiunii III-III :

$$p_{ad,3} = m_1 * ( \gamma * B_b * N_1 + q * N_2 + c * N_3 ) =$$

$$= 1,1 * ( 19,2 * 1,51 * 0,67 + 36,8 * 3,59 + 55 * 6,21 ) = 541,2 \text{ kN/m}^2$$

rezultă :

$$p_{ef,4} = 155,7 \text{ kN/m}^2 < p_{ad,3} = 541,2 \text{ kN/m}^2$$

Analizând rezultatele obținute , se poate aprecia că fundația studiată poate fi încărcată cu o sarcină axială de până la cca. 250 kN , valoare care corespunde capacităților portante determinate experimental , care au fost prezentate în capitolul cinci , precum și cu rezultatele obținute în cadrul capitolului patru prin metoda de calcul propusă de autor .

## 6.4. Concluzii

Îndrumătorul de proiectare și execuție a gropilor ștanțate pentru fundații , C 230-89 constituie o lucrare completă având ca obiect problematica realizării fundațiilor în gropi ștanțate . Prin aprobarea lui în urma deciziei Biroului executiv al Consiliului Științific al ICCPDC , acesta a devenit un document oficial , în baza lui putându-se proiecta și executa pe scară largă fundațiile prin ștanțare .

Referitor la capitolul care prezintă modul de calcul a capacității portante a acestor sisteme de fundare , care constituie contribuția autorului la elaborarea îndrumătorului , se pot face următoarele aprecieri :

- schema de transmitere a încărcărilor , de la fundație la terenul de fundare , a fost stabilită în mod empiric , ținând seama de prezența bulbului din material granular de adaos , care are o influență deosebită asupra capacității portante a fundației . S-a constatat că metoda de calcul propusă conduce la rezultate apropiate de rezultatele experimentale obținute prin încercările statice de probă .

- relațiile și diagramele de calcul prin care se determină dimensiunile bulbului și extinderea zonelor în care se face resimțit efectul de îmbunătățire al terenului , s-au stabilit în urma unui vast program de experimentări de laborator și teren [ 8 ] , [ 10 ] , [ 12 ] , [ 74 ] , [ 75 ] , [ 92 ] , [ 104 ] , [ 172 ] .

- pentru calculul capacității portante propriuzise s-au adoptat o serie de relații și caracteristici fizico-mecanice din STAS 2561/2 - 74 și STAS 3300/1,2 - 85 . În acest fel s-a generalizat metodologia de calcul propusă , acoperindu-se astfel o gamă largă de situații diferite care pot să apară în practică .

Elaborarea îndrumătorului de proiectare și execuție a fundațiilor executate în gropi ștanțate abordează însă toate aspectele privind realizarea sistemelor de fundare mai sus menționate , după ce definește acest sistem de fundare . sunt precizate condițiile de realizare și domeniul de utilizare al fundațiilor executate în gropi ștanțate ( § 6.2.1. ).

Soluțiile constructive prezentate în îndrumătorul de proiectare acoperă practic toată gama de soluții de fundare directă , soluțiile respective putând fi utilizate atât pentru construcții cu structura în cadre , cât și pentru structuri cu diafragme din beton armat sau zidărie din cărămidă ( § 6.2.2. ) .

Alte aspecte abordate în îndrumătorul de proiectare se referă la tehnologiile de execuție a fundațiilor în gropi ștanțate , care se pot realiza prin batere sau prin vibropresare , în funcție de utilajul cu care se execută lucrările de ștanțare a gropii de fundație și se îndeasă materialul granular de adaos care formează bulbul de la baza fundației (§ 6.2.4. ) .

Având în veder efectul de îmbunătățire al terenului de fundare care se obține prin ștanțarea gropilor de fundație și mai ales prin îndesarea materialului granular de adaos introdus în amprenta ștanțată , în paragraful § 6.2.5. sunt prezentate măsurile necesare a fi luate pentru a realiza o evidență a lucrărilor de ștanțare și un control al calității terenului de fundare îmbunătățit .

În paragrafele § 6.2.6. și § 6.2.7. sunt precizate condițiile de întocmire a caietului de sarcini și măsurile de tehnica securității muncii care trebuie respectate pentru ca aplicarea acestei tehnologii moderne de realizare a fundațiilor să asigure o calitate corespunzătoare fundațiilor .

În concluzie se poate afirma că îndrumătorul de proiectare C 230-89 constituie un instrument complet , atât pentru proiectanți cât și pentru executanți , care permite realizarea unor soluții moderne și eficiente de fundare , pentru o gamă largă de construcții .

## CAPITOLUL 7

### VALORIFICAREA IN PRACTICA LUCRARILOR DE CONSTRUCTII A ACTIVITATII DE CERCETARE- PROIECTARE A FUNDATIILOR EXECUTATE IN GROPI STANTATE ; ASPECTE TEHNICO-ECONOMICE

#### 7.1. Introducere

Cercetările teoretice și experimentale menționate anterior au avut ca finalitate realizarea unor sisteme de fundare de tipul celor prezentate , o parte din amplasamente , pe care s-au executat încercări experimentale in situ fiind citate în capitolul anterior . Având în vedere faptul că întotdeauna criteriul economic a fost un important factor , pe lângă cel tehnic în adoptarea unei variante de realizare a unei construcții , în continuare se vor menționa o serie de aspecte tehnico-economice care au rezultat din aplicarea soluțiilor de realizare a fundațiilor prin ștanțarea gropilor de fundație , comparativ cu soluțiile de fundare clasice .

#### 7.2. Soluții de fundare în gropi ștanțate de mică adâncime ( $h/b_{med} < 1,5$ )

##### 7.2.1. Bloc de locuințe în zona Plăvăț din Timișoara

Construcția realizată conform proiectului tip refolosibil T 770 - 81 , secțiunea P 208 , are subsol tehnic general , iar suprastructura este alcătuită din panouri mari prefabricate , cu pereți portanți transversali și longitudinali , cu planșee prefabricate rezemate pe contur .

Soluția de realizare a fundațiilor a constat din executarea unor tălpi discontinue , prefabricate în formă de trunchi de piramidă , montate în gropi obținute prin ștanțare .

Gropile pentru elementele discontinue s-au realizat utilizând procedeul de ștanțare prin batere , cu o instalație realizată de SUT - TAGCM Timișoara , prezentată în capitolul doi al lucrării .

În scopul asigurării unei capacități portante cât mai mari a elementelor discontinue , s-a prevăzut realizarea unui bulb din balast ( prin batere ) , la baza gropilor , în care s-au montat elementele prefabricate . Volumul de balast aferent realizării bulbului pentru întreaga fundație a blocului a fost de  $15 \text{ m}^3$  .

Pentru execuția fundației construcției a fost adoptată următoarea tehnologie :

- săpătura generală până la cota subsolului general ( - 2,00 m ) ;
- pichetarea axelor fundației și a gropilor în vederea ștanțării ;
- ștanțarea la cotă ( - 2,55 m , cota tălpii fundației ) a gropilor de fundație ;
- umplerea până la jumătate a gropilor cu balast și reștanțarea la cotă ;

- montarea elementelor prefabricate discontinue în gropile ștanțate , pe un pat de mortar de ciment ;
- montarea panourilor de elevație ;
- realizarea monolitizărilor de la infrastructură .

Pentru ștanțarea la cotă a unei gropi de fundație a fost necesar un număr de 6 ... 9 căderi ale maiului de la înălțimi de 3,00 ... 5,00 m , primele lovituri fiind executate prin căderea maiului de la înălțimi mai reduse . Realizarea bulbului din balast a necesitat un număr de 3 ... 5 căderi de la cca. 3,00 m . Instalația de batere a fost manevrată pentru a fi poziționată pe axul gropilor cu macaraua , care a servit ulterior la montajul elementelor prefabricate ale suprastructurii .

Montarea elementelor de fundație prefabricate s-a realizat cu macaraua turn MT - 100 , după ce în prealabil a fost asigurată cota tălpii de fundație prin așternerea unui strat de egalizare din nisip la nivelul părții superioare a fundațiilor executate în gropile ștanțate .

Noutatea soluției tehnologice de fundare a implicat necesitatea urmăririi îndeaproape a construcției , atât în faza de execuție ( montaj ) cât și după darea în exploatare . În acest scop s-au efectuat măsurători ale tasărilor construcției pe opt repere amplasate la partea superioară a panourilor de elevație . Măsurătorile s-au efectuat după încheierea fiecărui ciclu de montaj ( parter , etaj I , etaj II , etc . ) iar după darea în exploatare a blocului , la intervale de 30 zile .

În urma măsurătorilor efectuate s-au constatat următoarele :

- la terminarea construcției , tasarea maximă înregistrată a fost de 2,0 cm , iar tasarea minimă de 1,05 cm ;
- la o lună după terminarea construcției s-a înregistrat o tasare de 2,6 cm , respectiv 1,6 cm ;
- la trei luni de la terminarea construcției s-a înregistrat o tasare maximă de 2,8 cm , cea minimă fiind de 1,9 cm .

În concluzie , se constată că tasările înregistrate de construcție sunt mici comparativ cu cele admise și nu există tendința de apariție a unor tasări diferențiate , în măsură să ducă la o redistribuire a eforturilor din structură .

### **7.2.2. Bloc de locuințe în zona Nufărul din Bocșa**

Soluția de fundare care se va prezenta în continuare , constituie varianta re-proiectată a fundațiilor continue pentru un număr de cinci tronsoane de locuințe P+4 din orașul Bocșa , cu suprastructura realizată din panouri mari .

În varianta inițială , fundațiile continue sub diafragme erau proiectate cu lățimea cuprinsă între 0,50 ... 0,85 m , talpa fundației fiind la - 2,40 m sub nivelul terenului sistematizat , la adâncimea respectivă începând un strat rezistent de fundare din balast .

Având în vedere consumul mare de beton aferent acestei variante de fundare, precum și a volumului mare de săpătură și lucrări de sprijinire necesare , s-a propus și realizat o nouă soluție de fundare care constă din realizarea unor elemente de

fundare discontinue , prin ștanțarea gropilor de fundație în lungul fundațiilor continue ale construcției , la distanțe între axe de 1,20 ... 1,35 m .

Ștanțarea fundațiilor s-a realizat cu agregatul de vibro-presare AVPI , prevăzut cu un echipament special executat din metal ( Fig. 7.1. ) , alcătuit dintr-o porțiune în formă de trunchi de piramidă octogonală și o porțiune cilindrică în prelungirea acesteia . Rolul cilindrului de la partea inferioară a echipamentului este de a realiza cu acesta un bulb din balast , pe o adâncime cât mai mare la baza amprente ștanțate .

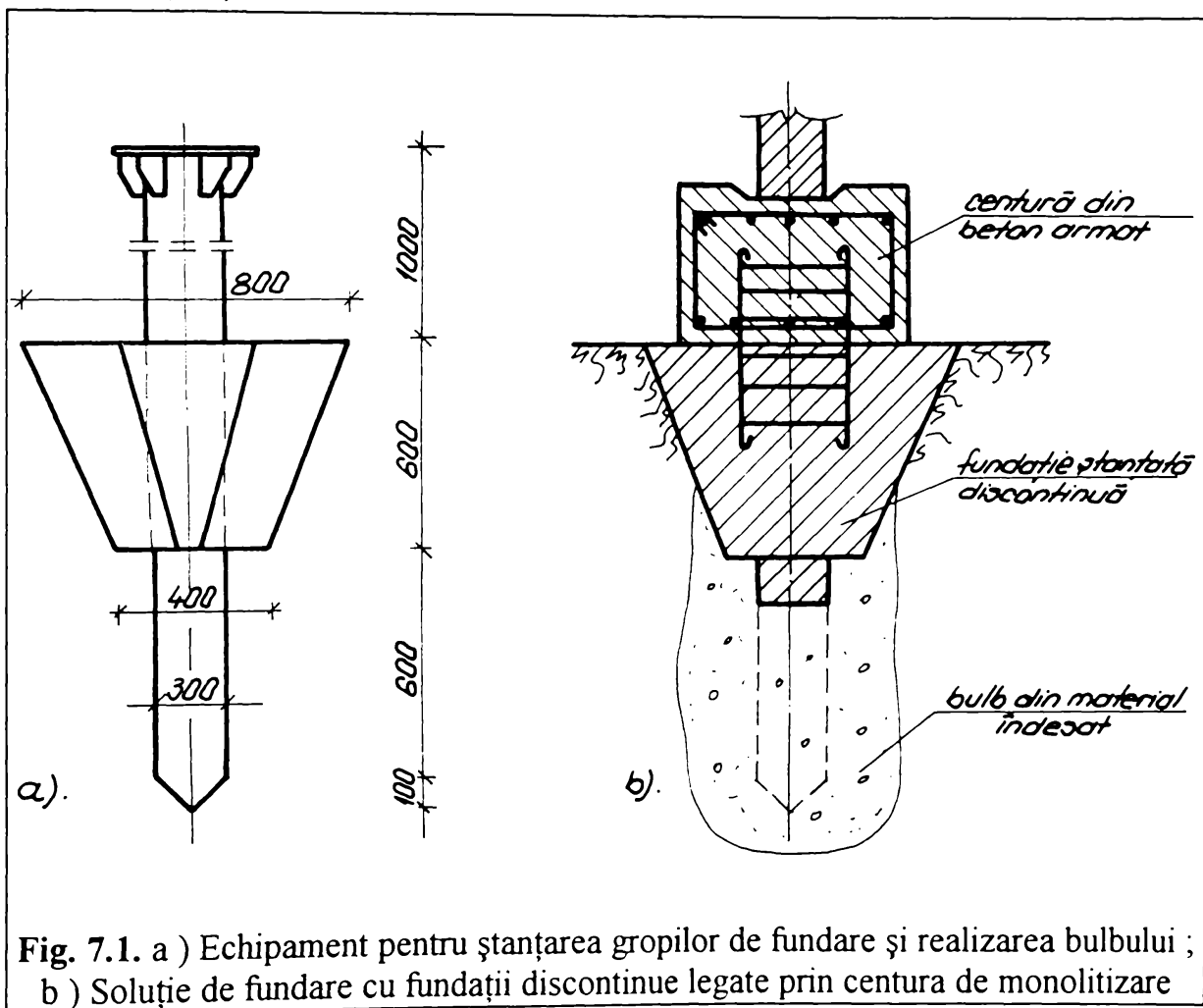


Fig. 7.1. a ) Echipament pentru ștanțarea gropilor de fundare și realizarea bulbului ;  
b ) Soluție de fundare cu fundații discontinue legate prin centura de monolitizare

Tehnologia de execuție a fundațiilor executate în gropi ștanțate de pe acest amplasament a constat în ștanțarea amprente , în care s-a introdus după extragerea echipamentului balast numai în porțiunea cilindrică de la partea inferioară , în 3 - 4 reprize , fiecare porție fiind îndesată prin reintroducerea echipamentului în amprenta ștanțată inițial . În final s-a turnat beton în amprenta în formă de trunchi de con , iar peste acesta s-a realizat o centură din beton armat ( Fig. 7.1. b ) , pe care s-au montat elementele prefabricate care alcătuiesc suprastructura .



### 7.3. Soluții de fundare în gropi ștanțate de mare adâncime ( $h/b_{med} > 1,5$ )

#### 7.3.1. Construcție etajată cu structura în cadre, stație Dacia-Service, Reșița

Construcția cu structura de rezistență în cadre, cu regim de P+2 și P+1 nivele, a fost prevăzută inițial cu fundații izolate sub stâlpi, prevăzute a se executa sub formă de bloc monolit rigid, de la cota - 5,50 m de la nivelul terenului sistematizat. Această soluție necesita un consum foarte mare de beton precum și lucrări de sprijiniri și epuizante, ceea ce a făcut ca executantul lucrării să solicite modificarea soluției de fundare.

Soluția nouă adoptată, a avut în vedere eliminarea acestor dezavantaje prin realizarea lucrărilor de infrastructură în două etape. Prima etapă a constat din lucrări de îmbunătățire a terenului natural de pe amplasament, după cum s-a prezentat în capitolul șase, iar cea de-a doua din realizarea soluției de fundare propriuzisă, în varianta de fundații executate prin ștanțarea gropilor de fundație.

Soluția de fundare realizată (Fig. 7.2.) asigură transmiterea încărcării de la

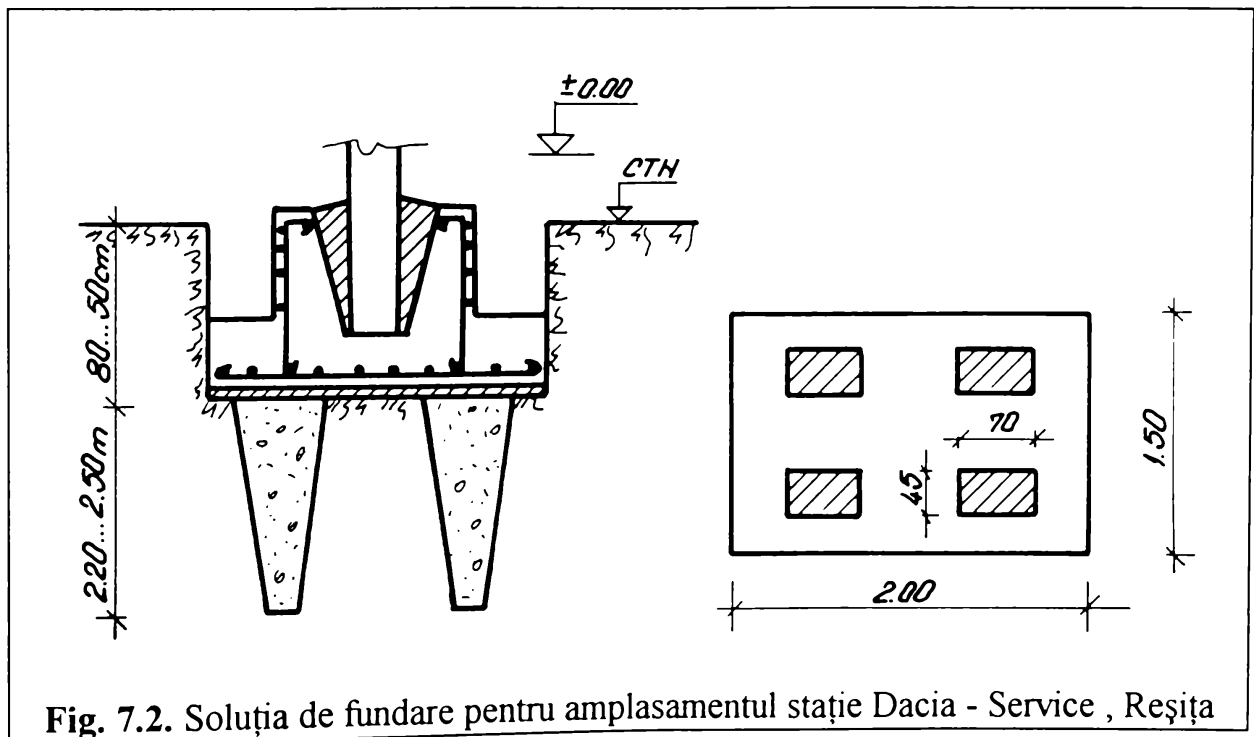


Fig. 7.2. Soluția de fundare pentru amplasamentul stație Dacia - Service, Reșița

construcție la terenul de fundare atât prin contactul direct cu terenul, prin intermediul tălpii, cât și prin patru (șase) fundații executate în gropi ștanțate sub nivelul tălpii fundației de tip pahar.

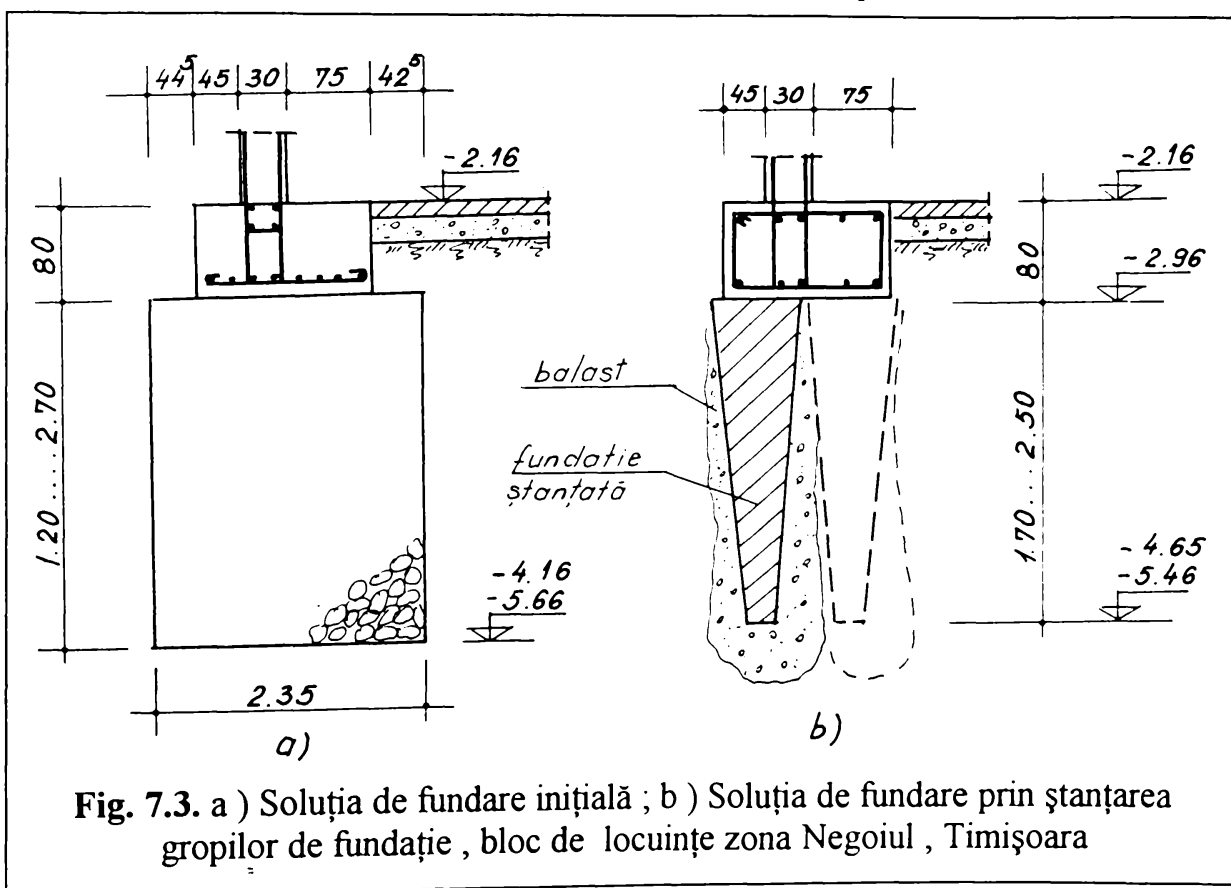
Fundațiile executate în gropi ștanțate s-au realizat prin înfigerea vibro-maiului în teren, iar după extragerea echipamentului, în amprenta vibro-ștanțată s-a turnat beton până la nivelul tălpii fundației pahar. În continuare s-a trecut la săparea

gropilor de fundație până la nivelul bazei superioare a fundațiilor turnate în gropile ștanțate și la executarea fundațiilor pahar prin tehnologia clasică .

### 7.3.2. Bloc de locuințe din zona Negoiiul , Timișoara

Blocul este alcătuit din trei tronsoane independente , bloc de locuințe cu opt, șapte respectiv șase etaje , parter comercial și subsol tehnic general . Ca și variantă constructivă , atât infrastructura cât și suprastructura sunt similare pentru cele trei tronsoane .

Soluția de fundare directă , ( Fig. 7.3. a ) prin metode clasice ( fundație continuă monolită cu descărcare pe stratul bun de fundare ) ar fi însemnat realizarea săpăturilor pentru fundații pe adâncimi de 4,20 m față de cota terenului natural , în condițiile prezenței apei subterane la cca. - 2,40 m , deasupra cotei de fundare .



O asemenea soluție de fundare ar presupune realizarea fundației de către constructor în condiții de mare dificultate .

Soluția de fundare adoptată , ( Fig. 7.3. b ) elaborată de un colectiv din cadrul Catedrei de Drumuri și Fundații Timișoara , prevede înlocuirea fundației continue monolite din beton simplu , cu fundații izolate executate în gropi ștanțate din beton simplu B150 CT realizate prin vibro-presare . Conform acestei soluții s-a realizat săpătura generală până la cota de -2,50 m față de cota  $\pm 0,00$  m a blocului , iar apoi s-au realizat fundațiile în gropi ștanțate prin vibropresare . Aceste fundații realizate

din beton simplu au forma de trunchi de piramidă , cu baza mică la partea inferioară de 30 \* 30 cm , baza mare de 70 \* 80 cm și înălțimea de 1,70 ... 2,50 m, lungimea variabilă a acestora rezultând în funcție de refuzul înregistrat la înfigerea succesivă a maiului după cele trei porții de material de adaos impuse prin caietul de sarcini .

### 7.3.3. Blocuri de locuințe S+P+10 din Centrul Nou , Reșița

Având în vedere prezența stratului de aluviuni fine de la suprafața terenului de fundare , de pe amplasamentul respectiv , soluția de fundare inițială a constat dintr-un radier general așezat pe o pernă din balast cu grosimea de 1,10 m ( Fig. 7.4. a ) . Tinând seama de consumurile ridicate de balast , beton și oțel ale acestei variante , s-a reprojectat soluția de fundare , realizându-se în final o variantă

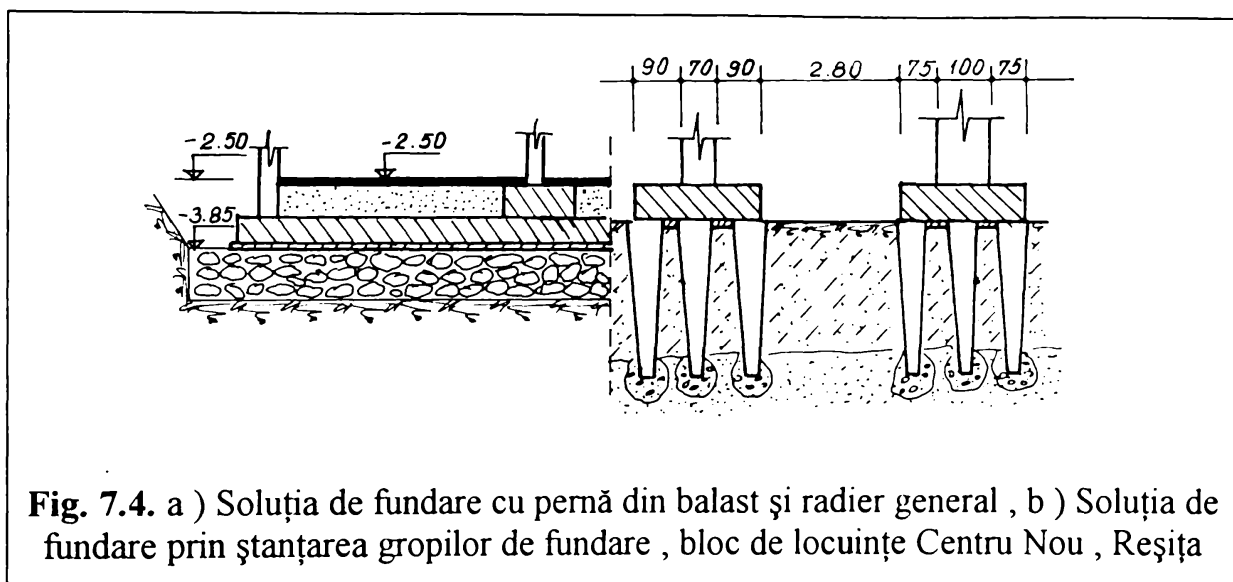


Fig. 7.4. a ) Soluția de fundare cu pernă din balast și radier general , b ) Soluția de fundare prin ștanțarea gropilor de fundare , bloc de locuințe Centru Nou , Reșița

de fundare pe fundații executate în gropi ștanțate .

Realizarea infrastructurii ( Fig. 7.4. b ) , s-a efectuat în varianta de fundații continue din beton armat , care descarcă pe fundații discontinue executate în gropi ștanțate ,cuprinzând următoarele faze :

- executarea unei săpături generale cu adâncimea de 2,00 m ;
- realizarea fundațiilor în gropi ștanțate cu bulb la bază prin vibro-presare ;
- turnarea grinzilor de fundație din beton armat .

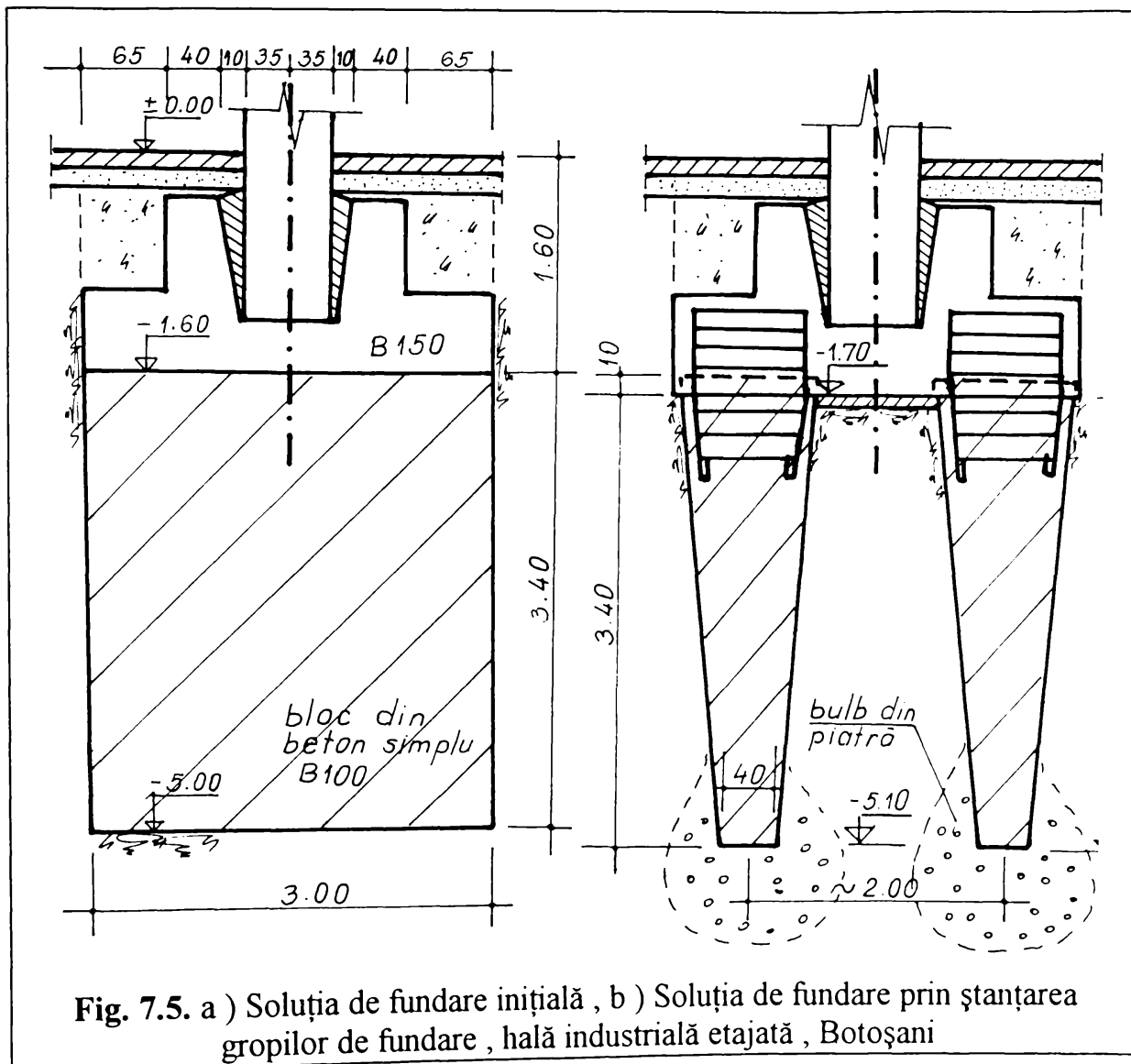
Conform acestei soluții au fost executate trei blocuri însumând cca. 150 de apartamente , structura de rezistență a clădirilor fiind alcătuită din diafragme celulare, blocurile având magazine la parter .

### 7.3.4. Hală industrială etajată P+2 , Botoșani

Tinând seama de caracterul macroporic și de sensibilitatea la umezire a straturilor de argilă prăfoasă , care alcătuiesc terenul de fundare , varianta inițială de fundare proiectată a fost aceea a unor fundații directe de tip pahar , care transmiteau

încărcările terenului de fundare la cota de -5,00 m prin intermediul unui bloc masiv din beton ( Fig. 7.5. a ) . Realizarea săpăturilor manuale și turnarea betonului urmau să se facă sub protecția sprijinirilor .

Datorită dificultăților tehnice și a volumului mare de manoperă necesare realizării acestei soluții , s-a procedat la modificarea soluției de fundare inițială cu o variantă nouă pe fundații executate prin ștanțarea gropilor de fundare ( Fig. 7.5.b) .



Soluția de fundare reproiectată păstrează aceleași dimensiuni în plan ale fundațiilor pahar din soluția inițială , cu cota de fundare modificată la - 1,75 m și cu dispunerea a patru fundații executate în gropi ștanțate sub fundațiile de tip pahar.

Fundațiile în gropi ștanțate sunt executate din beton simplu B150 și sunt parțial armate la partea superioară pentru a se obține încastrarea acestora în talpa fundațiilor monolite de tip pahar .

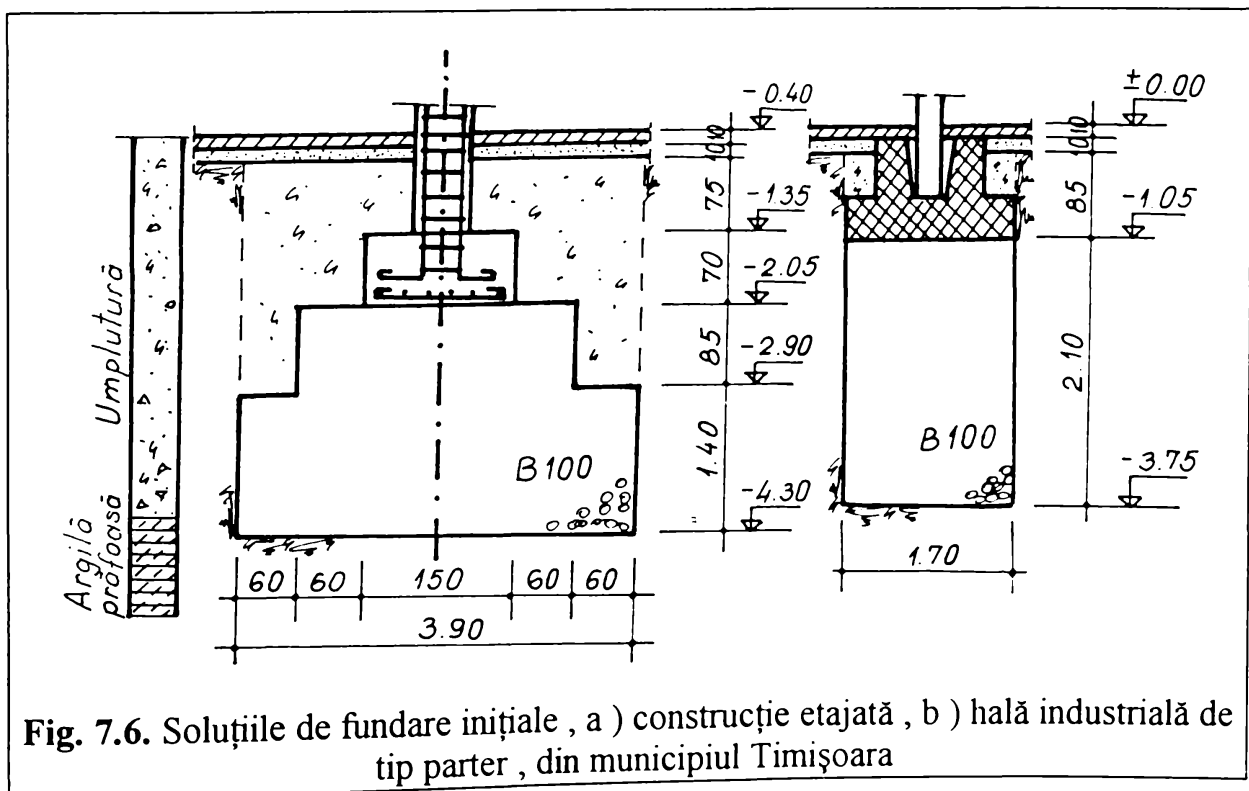
Dimensiunile elementelor de fundație executate în gropi ștanțate sunt : înălțimea de 3,50 m , baza mare 1,00 \* 1,00 m iar baza mică de 0,40 \* 0,40 m . Distanța în plan între axele fundațiilor realizate în gropi ștanțate este cuprinsă între 1,90 ... 2,20 m , funcție de dimensiunile fundațiilor de tip pahar . Ștanțarea gropilor de fundație s-a realizat prin batre .

Pentru obținerea unei capacități portante suficient de mari , necesară preluării încărcărilor transmise de construcție , la baza fiecărei fundații executată prin ștanțare s-a realizat câte un bulb din piatră spartă , cu un volum de 3,00 ... 3,5 m<sup>3</sup> . Acest volum relativ mare de material de adaus a putut fi introdus datorită caracterului macroporic al terenului de fundare și al indicelui de consistență relativ redus al acestuia .

### 7.3.5. Construcții industriale în municipiul Timișoara

În acest subcapitol se vor descrie două soluții de fundare , una pentru o hală industrială de tip parter cu suprastructura prefabricată , iar cea de-a doua , pentru o construcție etajată de tip P+4 , cu suprastructura din cadre monolite .

Terenul de fundare a fost constituit în suprafață dintr-un strat de umplutură de pământ neconsolidată , cu fragmente de cărămizi cu grosime variabilă până la cota de - 4,10 ... - 4,70 m , urmând un strat de argilă prăfoasă cu o capacitate portantă corespunzătoare .



**Fig. 7.6.** Soluțiile de fundare inițiale , a ) construcție etajată , b ) hală industrială de tip parter , din municipiul Timișoara

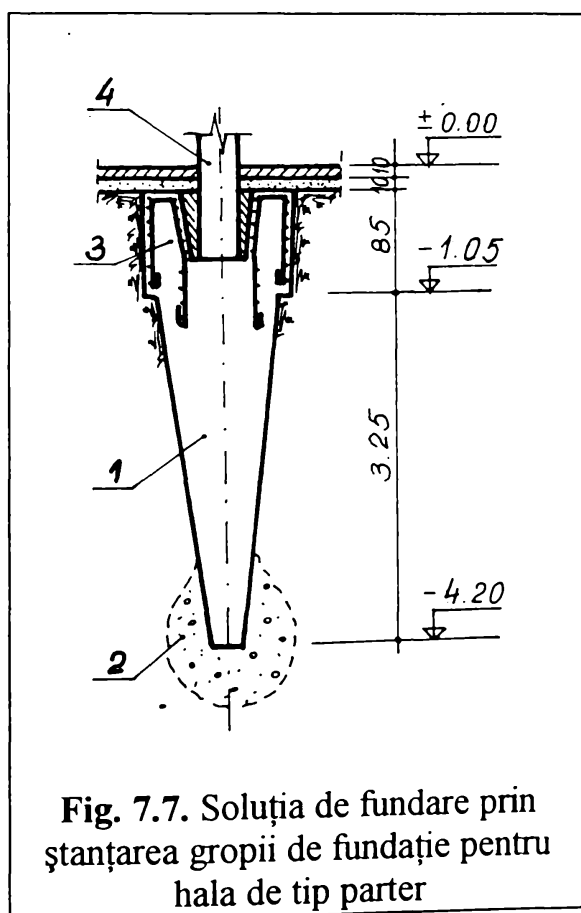
Tinând seama de mărimea încărcărilor transmise la nivelul fundațiilor și de stratificația terenului , proiectul inițial prevedea pentru corpul etajat executarea unor

fundatii rigide , cu cota de fundare la - 4,30 m , dimensiunile în plan ale fundațiilor centrale fiind de 3,90 \* 3,90 m , iar pentru fundațiile marginale de 3,30 \* 3,30 m ( Fig. 7.6. a ) .

Fundațiile clădirii de tip parter , ( Fig . 7.6. b ) , care are suprastructura alcătuită din elemente prefabricate a fost proiectată ca o variantă de fundație de tip pahar , cu dimensiunile tălpii de 1,50 \* 1,70 m , care descarcă pe un bloc din beton simplu , realizat între cotele de - 1,05 m și 3,75 m , corespunzătoare grosimii stratului de umplură .

Având în vedere dezavantajele pe care le prezintă aceste soluții de fundare , care necesită un volum mare de beton , executantul lucrării a solicitat modificarea soluției de fundare , care să permită eliminarea dezavantajelor amintite anterior .

Astfel pentru hala industrială de tip parter , care transmite fundațiilor încărcări relativ mici , a fost concepută o variantă de fundație , executată în gropi ștanțate de tip pahar . Această fundație ( Fig. 7.7. ) s-a realizat prin ștanțarea unei gropi de la



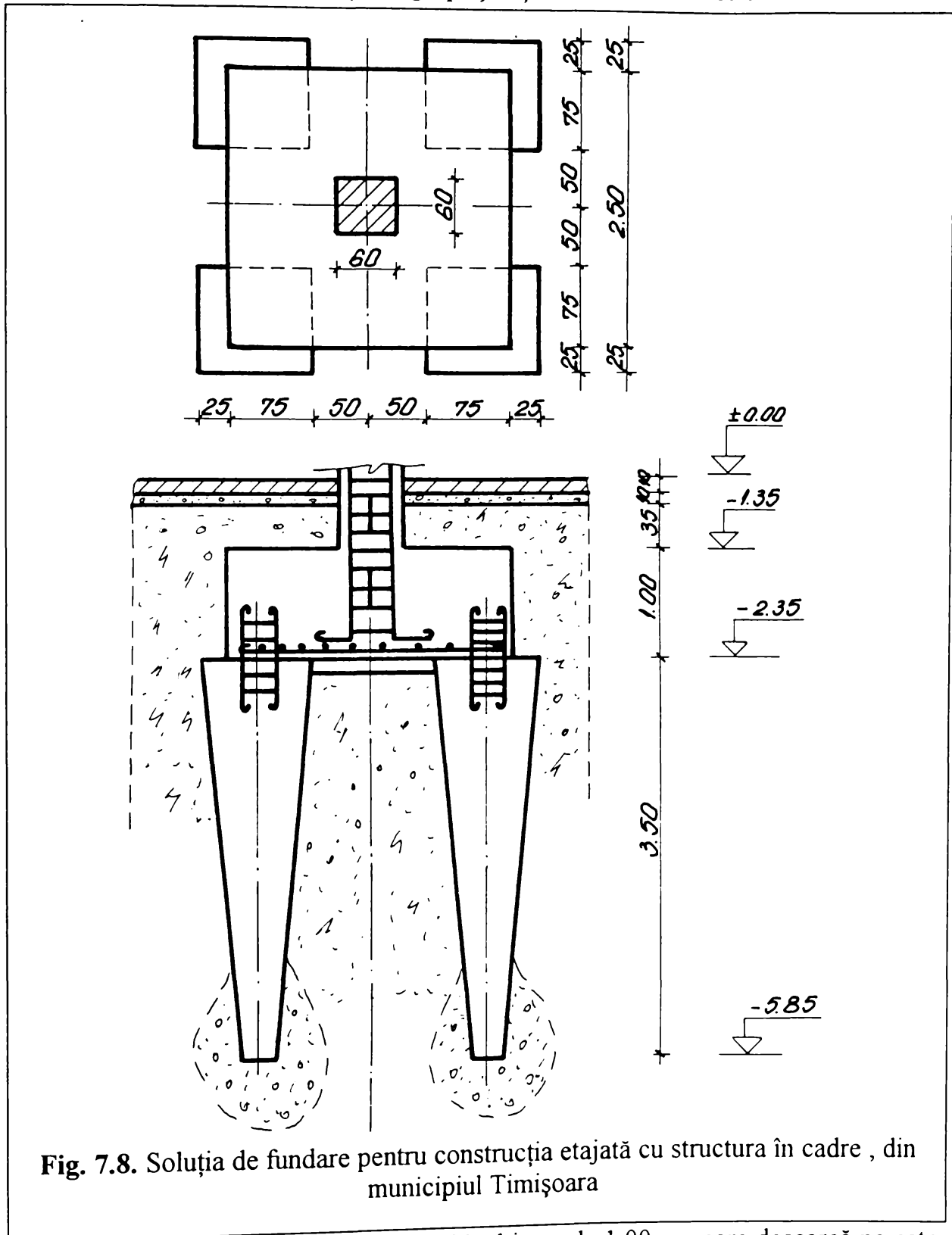
cota de -0,80 m , corespunzătoare nivelului platformei de lucru , cu un mai în formă de trunchi de piramidă , cu dimensiunile bazei superioare de 1,00 \* 1,00 m , ale bazei inferioare de 0,40 \* 0,40 m și lungimea de 3,50 m . Echipamentul de ștanțare s-a executat din beton armat , turnat într-o carcasă metalică menită să reducă frecarea cu terenul în timpul procesului de ștanțare a gropilor de fundație . Ștanțarea gropilor s-a realizat prin căderea liberă a maiului , de la înălțimea de 5,00 ... 7,00 m , obținându-se o amprentă cu adâncimea de 3,50 m , corespunzătoare lungimii maiului la un număr de 20 ... 25 de căderi ale acestuia .

În vederea obținerii unei capacități portante sporite a fundației , s-a realizat la baza acesteia un bulb din balast prin compactarea în mai multe reprize a unei cantități totale de cca. 1,00 m<sup>3</sup> de material de adaos ( balast ) .

Ștanțarea amprentei prin batere s-a realizat într-un ritm de cca. două lovituri pe minut . Următoarea etapă a constat în fixarea carcasei de armătură și turnarea betonului de marcă B150 până la cota de - 0,80 m , obținându-se ancorarea carcasei de armătură în fundația executată în groapa ștanțată anterior .

Ultima etapă a constituit-o cofrarea pereților paharului și turnarea betonului până la cota de - 0,20 m .

Fundațiile izolate sub stâlpi la corpul etajat ( Fig. 7.8. ) s-au realizat prin executarea a câte patru fundații în gropi ștanțate sub un cuzinet din beton armat cu



dimensiunile în plan de 2,50 \* 2,50 m și înălțimea de 1,00 m , care descarcă pe patru fundații executate în gropi ștanțate . Nivelul platformei de lucru de la care s-a

început ștanțarea amprenteii pentru executarea fundațiilor în gropi ștanțate , corespunde cotei de - 2,35 m , nivel până la care s-a executat în prealabil o săpătură generală . Executarea celor patru fundații amplasate sub un cuzinet s-a executat în două faze , în prima ștanțându-se două amprente de pe o diagonală , iar în cea de-a doua etapă s-au ștanțat gropile după un interval de minim trei zile de la turnarea betonului în gropile ștanțate în prima fază .

Durata de execuție a unei fundații realizată prin ștanțarea gropii de fundație , cuprinzând operațiile de ștanțare a amprenteii , de realizare a bulbului prin îndesarea porțiilor de balast introduse în amprentă și turnarea betonului , s-a stabilit pe baza cronometrărilor efectuate pe șantier ca fiind de cca. 60 de minute.

#### **7.4. Aspecte privind eficiența economică a soluțiilor de realizare a fundațiilor în gropi ștanțate**

În continuare se vor prezenta rezultatele unor analize tehnico economice privind eficiența soluțiilor de fundare în gropi ștanțate , comparativ cu soluțiile clasice de realizare a fundațiilor .

În general aceste soluții se caracterizează prin reducerea volumului de săpături și a consumurilor specifice de beton și oțel . Un alt aspect important îl reprezintă și eliminarea lucrărilor de epuismențe , care ridică prețul de cost al lucrărilor de fundații , îngreunând totodată lucrările de realizare propriuzise ale fundațiilor .

##### **7.4.1. Bloc de locuințe zona Plăvăț , Timișoara**

Pe baza efectuării unui studiu comparativ , ( Tabelul 7.1. ) , între soluția clasică de fundare de tip fundație continuă monolită și soluția nouă de tip fundații

Tabelul 7.1.

Nr. crt.	Consumuri	UM	Soluție veche	Soluție nouă	Economii [%]
1.	Beton	m <sup>3</sup>	92,5	34,2	63
2.	Ciment	to	21,4	10,1	53
3.	Cofraje	m <sup>2</sup>	64,6	-	100
4.	Săpături	m <sup>3</sup>	130,0	46,8	64
5.	Valoare deviz	%	100,0	94,0	6

discontinue din elemente prefabricate montate în gropi ștanțate , se constată că varianta a doua prezintă următoarele avantaje :

- economii importante la consumul de beton ( 63 % ) ;
- reduceri ale consumului de ciment ( 53 % ) ;
- eliminarea completă a cofrajelor ( 100 % ) ;
- reducerea volumului de săpătură ( 64 % ) .



Aplicarea noii soluții de fundare asigură și alte avantaje după cum urmează :

- modularea și tipizarea elementelor de fundare care contribuie la ridicarea gradului de industrializare a lucrărilor de fundații ;
- creșterea productivității muncii cu implicații avantajoase asupra costurilor și a termenelor de execuție a infrastructurii ;
- reducerea cheltuielilor energetice și a consumului de carburanți urmare a reducerii lucrărilor de terasamente .

#### 7.4.2. Construcție etajată cu structura în cadre , stația Dacia-Service , Reșița

Rezultatele analizei comparative care se va prezenta în continuare , se referă la corpul A al stației Dacia - Service din Reșița . Sunt incluse atât consumurile pentru fundațiile izolate sub stâlpi cât și pentru fundațiile continue sub pereții de închidere , soluția inițială fiind fundații continue rigide pe reazeme intermediare , iar în varianta realizată , fundații continue directe pe teren îmbunătățit .

În Tabelul 7.2. sunt prezentate consumurile în valori absolute și diferențele procentuale dintre cele două variante amintite anterior .

Tabelul 7.2.

Nr crt	Consumuri	UM	Soluție veche	Soluție nouă	Economii [%]
1.	Săpătură	m <sup>3</sup>	945	95	90
2.	Beton	m <sup>3</sup>	950	287	69
3.	Epuismente	lei	115000	-	100
4.	Cofraje	m <sup>2</sup>	510	364	28
5.	Armătură	to	6,2	4,7	23
6.	Sprijiniri	m <sup>2</sup>	1520	-	100
7.	Ciment	to	266	71	73
8.	Valoare deviz	lei	490000	238000	51

Analizând valorile din tabelul de mai sus rezultă eliminarea completă a lucrărilor de sprijinire și epuismente și o reducere foarte importantă a lucrărilor de săpătură . De asemenea s-au obținut economii foarte mari la cantitățile de beton utilizate ( 69 % ) , respectiv la consumul de ciment ( 73 % ) .

Diferența de 51 % la prețul de cost al lucrărilor de infrastructură se explică prin faptul că în varianta a doua au fost incluse și lucrările de îmbunătățire a terenului de fundare . Prețurile menționate în tabelul de mai sus sunt prețurile de deviz din anul execuției construcției , la fel ca și valorile din Tabelul 7.3. .

### 7.4.3. Blocuri de locuințe S+P+10 , Centru Nou , Reșița

Analizând datele prezentate în Tabelul 7.3. se constată o eficiență economică deosebită , realizată la toți indicatorii , în cazul realizării fundațiilor în varianta de fundare în gropi ștanțate , comparativ cu varianta de fundare radier general , pe pernă din balast .

Tabelul 7.3.

Nr. crt.	Consumuri	UM	Soluție veche	Soluție nouă	Economii [ % ]
1.	Beton	m <sup>3</sup>	1233	657	47
2.	Cofraje	m <sup>2</sup>	1581	1455	8
3.	Epuismente	lei	13600	-	100
4.	Săpături	m <sup>3</sup>	10485	3141	70
5.	Armătură	to	46,7	24,4	48
6.	Valoare mater.	lei	1392900	713000	48
7.	Valoare manop	lei	345400	167900	51
8.	Valoare utilaj	lei	181100	88000	51
9.	Valoare deviz	lei	2241900	1131600	49

Se poate sublinia în mod deosebit reducerea consumului de oțel beton cu 48 % și a prețului de cost cu 49 % , acestea reprezentând argumentele hotărâtoare în promovarea soluției de realizare a fundațiilor în gropi ștanțate .

### 7.4.4. Construcție industrială etajată , Timișoara

În Tabelul 7.4. sunt prezentate comparativ consumurile de materiale aferente variantei de fundare directă pe blocuri din beton simplu și a variantei de fundare pe un cuzinet din beton armat , care descarcă pe patru elemente de fundare realizate în gropi ștanțate .

Tabelul 7.4.

Nr. crt.	Consumuri	UM	Soluție veche	Soluție nouă	Economii [ % ]
1.	Săpătură mec.	m <sup>3</sup>	2400	1922	20
2.	Săpătură man.	m <sup>3</sup>	200	-	100
3.	Beton	m <sup>3</sup>	919	320	65
4.	Epuismente	ore	1000	-	100
5.	Cofraje	m <sup>2</sup>	758	829	-9
6.	Armătură	to	6,2	8,2	-32
7.	Sprijiniri	m <sup>2</sup>	536	-	100
8.	Umplut. păm.	m <sup>3</sup>	2010	1496	26
9.	Trans.auto.păm	to	4300	3460	19

Analizând valorile cuprinse în tabelul de mai sus referitoare la cele două variante de fundare , se constată următoarele :

- volumul de săpătură mecanică s-a redus cu 20 % , în schimb săpătura manuală s-a eliminat în totalitate , lucrările de ștanțare a gropilor de fundație executându-se de pe platforma amenajată prin săpătura generală ;

- volumul de beton necesar pentru varianta de realizare a fundațiilor prin ștanțarea gropilor de fundație a fost redus substanțial prin eliminarea blocurilor de fundație din beton simplu din varianta inițială ;

- consumul de cofraje și cel de armătură au crescut în schimb , datorită cuzineților din beton armat care descarcă pe fundațiile executate în gropile ștanțate;

- trebuie menționată , în schimb , eliminarea completă a lucrărilor de sprijinire și de epuismențe ;

- valorile de deviz ale celor două variante de fundare , valori care includ totalitatea lucrărilor de infrastructură , inclusiv pardoselile , au fost pentru varianta de fundare clasică de 889400 lei iar pentru varianta de execuție a fundațiilor în gropi ștanțate de 655000 lei , rezultând o economie de 234400 lei , care reprezintă 26 % din valoarea soluției de fundare inițiale .

### **7.5. Concluzii rezultate în urma aplicării în practică a soluțiilor de realizare a fundațiilor în gropi ștanțate**

Tinând seama de aspectele menționate anterior , analiza soluțiilor de realizare a fundațiilor prin ștanțarea gropilor de fundare comparativ cu soluțiile clasice de execuție a fundațiilor în condițiile de amplasament date se pot trage următoarele concluzii :

În general , soluțiile de realizare a fundațiilor prin ștanțarea gropilor de fundare proiectate și realizate cu asistența tehnică a autorului au fost solicitate de către executanții unor lucrări de construcții care s-au confruntat cu problema executării unor soluții de fundare în variante și cu tehnologiile clasice care presupuneau consumuri mari de materiale și complicații tehnologice deosebite .

Condițiile de fundare dificile de pe amplasamentele prezentate în cadrul acestui capitol , au impus în urma proiectării unor soluții de fundare clasice neperformante , cote de fundare de ordinul a 4,50 ... 5.10 m ( § 7.3.4. , § 7.3.5. ) precum și dimensiuni mari în plan ale fundațiilor . În aceste condiții volumul de beton necesar executării unei singure fundații era de cca. 30 m<sup>3</sup> ( Fig. 7.5. a ; Fig. 7.6. a ) .

Soluțiile de realizare a fundațiilor prin ștanțarea gropilor de fundare a dovedit o eficiență sporită și comparativ cu o variantă de execuție a unei soluții de fundare de tip radier general amplasat pe o pernă din balast ( Fig. 7.4. a ) . Această soluție a fost impusă de pachetul de aluviuni fine , în stare afânată care forma terenul de fundare .

Se poate observa că soluțiile de fundare propuse și aplicate în cadrul lucrării de față sunt concepute și realizate pentru a putea fi utilizate la construcții cu soluții constructive diferite, cum sunt structurile în cadre de tip parter (§ 7.3.5.) sau cadre etajate (§ 7.3.1.; § 7.3.4.; § 7.3.5.) precum și construcții cu suprastructura din diafragme cu un regim de S + P + 4 (§ 7.2.1.; § 7.2.2.) sau S + P + 8 (§ 7.3.2.). Rezultă că soluțiile de realizare a fundațiilor prin ștanțarea gropilor de fundație s-au dovedit ca fiind soluții viabile și cu o perspectivă largă de aplicabilitate în domeniul realizării infrastructurilor.

Datorită transferului încărcărilor, de la nivelul tălpii cuzinetului la o cotă inferioară, în zona vârfului fundațiilor executate în gropi ștanțate, se obține o capacitate portantă ridicată a unor fundații realizate cu consumuri mult reduse de material (Fig. 7.5.b; Fig. 7.8.). Acest spor de capacitate portantă se datorează în principal bulbului din material granular de adaos îndesat și a faptului că aceste fundații sunt în general duse în adâncime până la un strat cu o capacitate portantă sporită.

Pentru asigurarea unui spor de capacitate portantă cât mai mare a acestor sisteme de fundare s-au experimentat tehnologii, echipamente și utilaje diferite.

Dintre realizările pozitive obținute de autor se menționează echipamentul conceput, realizat și utilizat pe șantierul din zona Nufărul Bocșa (§ 7.2.2.). Echipamentul folosit pentru realizarea fundațiilor de mică adâncime a fost prevăzut la partea inferioară cu o porțiune cilindrică (Fig. 7.1. a), ceea ce permite îmbunătățirea mai pronunțată în adâncime a terenului de fundare (§ 5.3.1.).

În ceea ce privește avantajele de ordin tehnologic pe care le oferă soluțiile de realizare a fundațiilor prin ștanțarea gropilor de fundație, se poate menționa în primul rând ridicarea platformei de lucru ceea ce înseamnă reducerea substanțială a volumului de săpătură și în special a săpăturilor manuale. Economii la volumul de săpătură (de ordinul a 40 ... 70 %) presupun și economii substanțiale la volumul de lucrări de transport al pământului (§ 7.4.1.; § 7.4.2.; § 7.4.3.; § 7.4.4.).

S-au obținut de asemeni economii importante la volumul de beton utilizat pentru realizarea fundațiilor, valorile procentuale în raport cu soluțiile inițiale variind între 47 % și 69 % (Tab. 7.1. ... 7.4.).

Ridicarea cotei platformei de lucru și reducerea volumului de săpături manuale are drept consecință și eliminarea lucrărilor de sprijinire și epuizmente.

Reducerea prețului de cost, comparativ cu soluțiile clasice de fundare este în general de ordinul a 30 % ... 50 %. ceea ce face ca variantele de fundații executate în gropi ștanțate să fie competitive atât sub aspect tehnic cât și economic pentru construcțiile amplasate pe terenuri de fundare cu capacități portante reduse.

## CAPITOLUL 8

### CONCLUZII SI CONTRIBUTII CU PRIVIRE LA REALIZAREA FUNDATIILOR IN GROPI STANTATE

Ponderea lucrărilor de realizare a infrastructurii construcțiilor este relativ mare, reprezentând 10 ... 20 % din valoarea lucrărilor de construcții ; aceste procente pot să crească în cazul fundării pe terenuri dificile ( cu capacitate portantă redusă ) .

Tinând seama de acest considerent , se impune studierea unor soluții noi , eficiente , care să satisfacă criteriile tehnice în vederea exploatării în condiții de siguranță a construcțiilor și totodată să prezinte și avantaje economice .

Lucrarea de doctorat elaborată a urmărit implementarea unui nou sistem de fundare , cu un grad cât mai mare de generalitate , aplicabil atât în cazul terenurilor normale de fundare cât și în cazul terenurilor dificile , soluții care să permită obținerea unor avantaje tehnico - economice evidente .

Lucrarea este structurată pe opt capitole , primul constituind o prezentare generală a intențiilor autorului privind lucrările de cercetare întreprinse pentru elaborarea tezei de doctorat .

În cadrul celui de-al doilea capitol , se prezintă stadiul actual al problemei privind soluțiile de realizare a fundațiilor în gropi ștanțate în străinătate și în țară , precum și o serie de metode de calcul a capacității portante pentru acest tip de soluții de fundare . Întrucât gradul de mecanizare al lucrărilor de fundații este relativ scăzut , apar o serie de probleme privind volumul mare de manoperă , respectiv de lucrări pregătitoare ( sprijiniri , epuizmente ) . Noua metodologie de realizare a fundațiilor prin ștanțarea gropilor de fundație elimină toate aceste neajunsuri , lucrările de infrastructură desfășurându-se la nivelul săpăturii generale, respectiv de la nivelul pardoselii subsolului construcției .

Aplicarea în practică a tehnologiei și a soluțiilor de fundare studiate asigură următoarele avantaje :

- reducerea duratei de execuție a lucrărilor de infrastructură ;
- creșterea productivității muncii prin reducerea manoperei aferente lucrărilor de fundații ;
- reducerea volumului de săpătură și transport pământ ;
- economii de materiale ( ciment și oțel beton ) ;
- reducerea substanțială a prețului de cost pentru lucrările de infrastructură ;

Analizând sistemele constructive concepute și realizate se poate aprecia că acestea reprezintă soluții de fundare pentru diverse tipuri de construcții ( tip parter sau etajate , cu structura în cadre sau cu pereți portanți ) ceea ce constituie o premiză pentru aplicarea pe scară largă a fundațiilor executate în gropi ștanțate în practica lucrărilor de construcții .

Tot în cadrul acestui capitol , sunt prezentate o serie de aspecte privind tehnologia de realizare a fundațiilor în gropi ștanțate Sunt descrise fazele

tehnologice pentru realizarea fundațiilor atât prin batere cât și prin vibrare , precum și condițiile de control și verificare a calității lucrărilor . De asemenea sunt prezentate utilajele și parametrii tehnologici necesari ai acestora , pentru a putea fi utilizate la ștanțarea gropilor de fundație . În funcție de echipamentele de ștanțare , de dimensiunile și forma acestora , se vor putea realiza fundații cu capacități portante diferite pentru fiecare tip de construcție . Se subliniază avantajele pe care le prezintă agregatul de vibro-presare AVP - 1 , ca fiind utilajul cu o mobilitate foarte bună și o putere de înfigere prin vibrare sau vibro-percuție care satisfac necesitățile pentru practic orice tip de teren de fundare .

În ceea ce privește abordarea teoretică a unor aspecte privind calculul capacității portante pentru acest tip de fundații , în capitolul doi sunt prezentate metodele de calcul a capacității portante a unor sisteme de fundare cu secțiunea transversală sub formă de trapez , secțiune caracteristică fundațiilor executate în gropi ștanțate . Ca o deficiență a acestor metode se poate menționa faptul că nici una dintre acestea nu permite determinarea influenței pozitive a bulbului din material granular de adaos asupra capacității portante .

Capitolul trei , abordează problema studiului comportării sistemelor de fundare prin metoda elementului finit printr-un algoritm de calcul care modelează comportarea neliniară a terenurilor de fundare sub încărcări .

Algoritmul de calcul propus pornește de la rezultatele încercărilor în aparatul de compresiune triaxială , încercare care modelează cel mai corect starea de solicitare din terenul de fundare de sub sistemele de fundare și care permite determinarea condițiilor de cedare plastică a acestuia .

Algoritmul a fost implementat într-un program de calcul prin metoda elementului finit , ceea ce permite modelarea unor sisteme de fundare complexe, cum sunt fundațiile executate în gropi ștanțate . Aceste sisteme de fundare se caracterizează prin forma de trunchi de piramidă a fundației propriuzise dar și printr-o structură complexă a terenului pe care descarcă această fundație . Terenul de fundare în acest caz este alcătuit din trei materiale cu caracteristici fizico-mecanice diferite , bulbul din material granular de adaos , terenul natural îndesat în urma procesului de ștanțare al gropii și a realizării bulbului și terenul natural nederanjat . Întrucât metodele clasice de calcul a capacității portante nu țin seama de natura complexă a terenului de fundare , s-a impus metoda elementului finit , ideală pentru analiza și calculul sistemelor de fundare complexe , precum fundațiile executate în gropi ștanțate .

În cadrul analizei efectuate pentru patru tipuri de sisteme de fundare diferite, algoritmul de calcul și programul conceput au dat o satisfacție deplină , rezultatele obținute încadrându-se în principiile teoretice acceptate privind distribuția tensiunilor în terenul de fundare . S-a putut constata că pentru fundația săpată , cu secțiune transversală dreptunghiulară și pentru fundația trapezoidală fără bulb , dezvoltarea zonelor de cedare plastică are loc pentru încărcări relativ mici aplicate fundațiilor . În ceea ce privește fundațiile realizate cu bulb , cedarea terenului prin plasticizarea acestuia începe în zona de teren natural , neâmbunătățit , urmând ca odată cu

creșterea treptei de încărcare să fie afectată și zona de teren îmbunătățit de sub fundație . Totodată se observă eficiența sporită a bulbului realizat în adâncime față de bulbul dezvoltat în lateral .

Capitolul patru începe cu o sinteză documentară privind metodele de calcul a capacității portante a sistemelor de fundare directe . Sunt analizate douăsprezece metode de calcul expunându-se ipotezele de calcul adoptate de diverși autori precum și relațiile de calcul stabilite de aceștia .

În urma documentării aprofundate privind metodele de calcul menționate , au fost stabilite ipotezele de calcul și metodologia de determinare a relațiilor de calcul a coeficienților de capacitate portantă  $N_q$  ,  $N_c$  și  $N_\gamma$  , pentru cazul fundațiilor cu bulb la bază .

Metoda de calcul utilizată respectă principiile și ipotezele stabilite de K. Terzaghi , în ceea ce privește calculul capacității portante a fundațiilor . Odată stabilite aceste relații de calcul , s-au determinat și valorile acestor coeficienți pentru diverse valori ale unghiurilor de frecare interioară al terenului , precum și al materialului granular de adaos , valori care au fost prezentate atât sub formă de tabele ( Tabelu 4.2. , 4.3. și 4.4 ) cât și printr-o reprezentare grafică ( Fig. 4.30. a , b , c ) .

Rezultatele calculului capacității portante pentru două fundații , una de mică adâncime (  $h / b_{med} < 1,5$  ) și una de adâncime (  $h / b_{med} > 1,5$  ) au fost comparate cu valorile capacității portante a unor fundații a căror capacitate portantă a fost determinată experimental . Astfel valorile capacităților portante determinate experimental ( § 4.6. ) pe fundații de mică adâncime ( 239 kN și 250 kN ) sunt foarte apropiate de valoarea obținută prin calcul ( 261 kN ) , diferența fiind sub 10 %

Pentru fundațiile de adâncime , valorile experimentale obținute pentru capacitatea portantă prezintă diferențe mai mari , valorile acestora fiind cuprinse între 723 kN și 1171 kN , comparativ cu o valoare calculată a capacității portante de 1012 kN . Diferențele dintre capacitățile portante determinate experimental se datorează în principal volumelor diferite de material de adaos , utilizate la realizarea bulbului și de natura diferită a terenurilor în care au fost realizate fundațiile .

Cel de-al cincilea capitol , prezintă o serie de încercări experimentale pe modele și în situ , privind capacitatea portantă a unor sisteme de fundare realizate prin ștanțarea gropilor de fundație .

Prin încercările pe modele efectuate în stand s-a putut constata că prin realizarea bulbului la baza fundațiilor executate în gropi ștanțate capacitatea portantă a acestora crește cu cca. 50 % , iar realizarea a patru fundații în gropi ștanțate sub o talpă de fundație asigură un spor de capacitate portantă de cca. 2,8 ori .

Având în vedere efectul de îmbunătățire a terenului de fundare , datorat ștanțării gropii de fundație , au fost efectuate pe diverse amplasamente ( Bocșa , Reșița , § 4.77. ) încercări experimentale pentru a determina extinderea zonei îmbunătățite și caracteristicile fizico-mecanice ale terenului din zona îmbunătățită .

S-a putut constata un spor al modulului de deformație de cca. 3,0 ori în cazul amplasamentului din Reșița (§ 5.32. ), respectiv o creștere cu cca. 30 % a valorilor caracteristicilor fizice  $\rho$  , respectiv  $\rho_a$  ceea ce asigură un spor substanțial de capacitate portantă a terenului îmbunătățit ( Fig. 5.5. și Fig. 5.7. ) .

În ceea ce privește capacitățile portante obținute experimental , acestea au valori diferite , determinate de condițiile fiecărui amplasament , respectiv de dimensiunile fundațiilor . De aceea , valorile obținute nu se pot compara direct între ele , în schimb se poate afirma că acestea au satisfăcut în totalitate necesitățile impuse de modul în care au fost concepute sistemele de fundare respective .

Capitolul șase , constituie o sinteză a *Indrumătorului de proiectare și execuție a gropilor ștanțate pentru fundații* , C 230 - 89 . Indrumătorul , elaborat cu contribuția autorului , parcurge etapele privind proiectarea și execuția fundațiilor realizate prin ștanțarea gropilor de fundație . Sunt prezentate diverse variante constructive , precum și tehnologia de realizare a fundațiilor prin ștanțarea gropilor de fundație . Paragrafele din îndrumător referitoare la calculul capacității portante sunt prezentate mai detaliat , acestea constituind contribuția directă a autorului prezentei lucrări de doctorat la elaborarea îndrumătorului de proiectare . Metoda de calcul propusă se bazează pe ipoteza că distribuția presiunii la cele trei nivelele care se efectuează calculul ( talpa fundației , baza bulbului și în planul orizontal de separare dintre zona de teren îmbunătățit și terenul natural nederanjat ) este uniformă

Valoarea capacității portante calculată pentru o fundație de mică adâncime , conform metodologiei de calcul propusă în îndrumător (§ 6.3. ) considerând aceleași condiții ca și în cazul exemplului de calcul prezentat în capitolul patru al lucrării (§ 4.5. ) , au permis verificarea fiabilității metodelor de calcul propuse , valori verificate experimental prin încercările de capacitate portantă prezentate în § 5.4.1. și § 4.6. .

În capitolul șapte al lucrării , sunt trecute în revistă lucrările la care s-au aplicat în practică soluțiile de fundare prin ștanțarea gropilor de fundație , lucrări la care autorul prezentei lucrări de doctorat și-a adus contribuția prin proiectarea soluției de fundare și prin asistența tehnică acordată la realizarea propriuzisă a soluțiilor respective .

Analizând soluțiile de fundare realizate se poate constata o diversitate deosebită a acestora , fundațiile executate prin ștanțarea gropilor de fundații putând fi utilizate pentru suprastructuri alcătuite din diafragme , în regim de S+P+4 , ( Timișoara , Bocșa § 7.2.1. , § 7.2.2. ) , S+P+8 ( Reșița , Timișoara § 7.3.2. ) sau structuri în cadre ( Reșița , Timișoara , Botoșani , § 7.3.1. , § 7.3.4. , § 7.3.3. ) .

S-a constatat că prin aplicarea tehnologiei de ștanțare a gropilor de fundație s-a realizat o mecanizare a lucrărilor de fundații , eliminându-se operațiile de săpătură manuală în proporție de cca. 70 ... 80 % , precum și o reducere substanțială a consumurilor de materiale . În tabelele centralizatoare prezentate , (§ 7.4. ) , privind consumurile , comparativ între soluțiile de realizare a fundațiilor prin ștanțarea



gropilor de fundație și variantele de execuție clasice rezultă economii importante la consumurile de beton , 47 ... 69 % , precum și la lucrările de cofraj , observându-se diferențe mari , funcție de situația concretă a fiecărui amplasament .

În cadrul lucrărilor executate au fost eliminate în totalitate sprijinirile și lucrările de epuizante , lucrări care asigură pe lângă o economie substanțială la prețul de cost și o simplificare din punct de vedere tehnologic a lucrărilor de fundații și implicit o calitate superioară a sistemelor de fundare . În ceea ce privește economiile la prețul de deviz al lucrărilor de infrastructură se poate constata , o reducere substanțială , de ordinul a cca. 50 % a acestora , chiar dacă cifrele absolute în prețuri de deviz din anii 1985 - 1989 nu mai au aceeași semnificație .

Se poate afirma , în baza celor prezentate , că soluțiile de realizare a fundațiilor în gropi ștanțate constituie variante avantajoase atât din punct de vedere tehnic cât și economic , ele fiind de preferat în cazul construcțiilor amplasate pe terenuri de fundare slabe , condiții în care procesul de ștanțare a gropilor de fundație își poate dovedi eficiența maximă prin efectul de îmbunătățire , respectiv de creștere a capacității portante a terenului de fundare .

Rezumând problematica abordată în cadrul lucrării , se vor puncta în continuare **CONTRIBUȚIILE** personale ale autorului privind concepția , proiectarea și promovarea în practică a soluțiilor de realizare a fundațiilor prin ștanțarea gropilor de fundații :

1. Sistematizarea și sintetizarea datelor din literatura de specialitate privind soluția de realizare a fundațiilor prin ștanțarea gropilor de fundație și a metodelor de calcul a capacității portante a unor astfel de sisteme de fundare ;

2. Inițierea și realizarea unui program experimental complex de cercetări experimentale de laborator și teren pentru determinarea capacității portante a unor sisteme de fundare executate în gropi ștanțate ( § 5.4.1. , § 5.4.2. , § 5.4.3. , § 5.4.4. , § 5.4.5. etc. ) precum și studiul efectului de îmbunătățire al caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului natural în urma procesului de ștanțare a gropilor de fundație și a celui de realizare a bulbului ( § 5.3.1. , § 5.3.2.).

3. Proiectarea unui echipament pentru ștanțarea gropilor de fundație ( Fig. 7.1. ) , mai eficient care permite realizarea unui bulb din material granular de adaos cu o formă mai avantajoasă ( § 5.3.1. , § 7.4.3. ) în vederea obținerii unei capacități portante sporite , soluție care demonstrează resursele pe care le prezintă soluțiile de realizare a fundațiilor în gropi ștanțate .

4. Conceperea unui algoritm de calcul pentru modelarea comportării neliniare a terenului de fundare prin metoda elementului finit , pe baza rezultatelor încercărilor de compresiune triaxială ( § 3.4. ) , încercări care modelează cel mai fidel starea de solicitare din terenul de fundare datorată încărcărilor transmise de fundații .

5. Implementarea algoritmului de calcul menționat anterior , într-un program de calcul prin metoda elementului finit , program care permite studiul unor sisteme

de fundare complexe printr-un calcul de ordinul II ( § 3.5. ) . Programul menționat constituie un instrument util pentru studiul și proiectarea fundațiilor executate în gropi ștanțate , precum și a altor sisteme de fundare particulare ( § 3.6. ) , sau care sunt realizate pe terenuri cu o stratificație complexă.

6. Elaborarea unei metode de calcul a capacității portante a sistemelor de fundare executate prin ștanțarea gropilor , cu bulb la bază , punându-se în evidență influența pozitivă a bulbului din material granular de adaos , care asigură un spor important de capacitate portantă ( § 4.5. ) .

7. Calcularea valorilor coeficienților de capacitate portantă  $N_q$  ( § 4.4.1. ) ,  $N_c$  ( § 4.4.2. ) și  $N_\gamma$  ( § 4.4.3. ) , prezentați în Tabelul 4.2. , Tabelul 4.3. , respectiv Tabelul 4.4. , pentru fundațiile executate cu bulb în gropi ștanțate , permite un calcul similar metodelor clasice de determinare a capacității portante a sistemelor de fundare , prezentarea tabelară a valorilor coeficienților de capacitate portantă reprezentând un instrument util în proiectarea soluțiilor de fundare executate prin ștanțarea gropilor de fundație .

8. Participarea la elaborarea “ Indrumătorului de proiectare și execuție a gropilor ștanțate pentru fundații “ , C 230 - 89 , ( Cap. 6 ) lucrare deosebit de utilă pentru proiectarea și executarea fundațiilor în gropi ștanțate și pentru promovarea acestor soluții avantajoase de realizare a sistemelor de fundare .

9. Implementarea soluției de realizare a fundațiilor executate în gropi ștanțate în practica lucrărilor de construcții pe diverse șantiere din țară ( Timișoara, Reșița , Bocșa , Botoșani , etc. ) , soluții fiabile atât din punct de vedere tehnic cât și economic ( § 7.2.1. , § 7.2.2. , § 7.3.1. , § 7.3.2. , § 7.3.3., § 7.3.4. etc. ) . Trebuie de asemenea menționată varietatea mare de soluții constructive care au fost proiectate și realizate , varietate care permite utilizarea sistemelor de fundare prin ștanțarea gropilor de fundație la practic orice tip de structură de rezistență a unei clădiri .

## BIBLIOGRAFIE

1. Anandarajah, A. - ( 1994 ) - *Discrete - Element method for simulating behaviour of cohesive soil*, Journal of the Geotechnical Engineering Division , American Society of Civil Engineers, Vol. 120 , No. 9, sept. 1994 , pp. 1593 - 1615 ;
2. Andrei, S., Antonescu, I. - ( 1980 ) - *Geotehnică și fundații* , Litografia Institutului de Construcții București , București ;
3. Avram, C., Bob, C., Friedrich, R., Stoian , V. - ( 1984 ) - *Metoda elementelor finite, teoria echivalențelor*, Editura Academiei Române, București ;
4. Baguelin, F., Frank, R. - ( 1982 ) - *Theoretical studies of piles using the finite element method*, Foundation Engineering , Edited by G. Pilot, Press de l' Ecole Nationale des Ponts et Chaussees, Paris ;
5. Bally, R. J., Klein, R. - ( 1985 ) - *Injectarea pământurilor* , Editura Tehnică , București ;
6. Beche, V., Sillion, T., Antonescu, I. - ( 1987 ) - *Considerații privind calculul terenurilor consolidate cu coloane din balast* , A VI-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 24 ... 26 Septembrie, Galați ;
7. Beleş, A., Mihăilescu, Cl., Mihăilescu, Șt. - ( 1977 ) - *Calculul construcțiilor amplasate pe terenuri deformabile* , Editura Academiei R. S. R., București ;
8. Bogdan, I., Boldurean, I. P. - ( 1992 ) - *Soluție de fundare indirectă realizată cu ajutorul piloților scurți piramidali*, A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie , Timișoara ;
9. Boldea, I., Bența, M. - ( 1994 ) - *Turbo Basic* , Editura Mirton , Timișoara ;
10. Boldurean, I. P., Selmerean, L. - ( 1985 ) - *Încercări pe modele privind capacitatea portantă a fundațiilor realizate pe colțari*, Rev. Tehnic 2000 , 1/1985 , Editată de Consiliul UTC - Jud. Timiș, Comisia de Creație tehnico-științifică , Timișoara ;
11. Boldurean , I. P. - ( 1989 ) - *Considerații asupra conlucrării construcție - teren în cazul fundațiilor executate în gropi ștanțate*, Simpozion Interacțiune Structură - Teren de Fundare , Mai, Iași ;
12. Boldurean , I. P., Stanciu, V., Roșu, I. - ( 1987 ) - *Aspecte privind soluția de fundare prin ștanțare la un cvartal de locuințe din orașul Bocșa*, A VI-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 24 ... 26 Septembrie, Galați ;
13. Boldurean , I. P. - ( 1992 ) - *Capacitatea portantă a elementelor de fundație ștanțate scurte* , A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie , Timișoara ;

14. Boldurean , I. P. - ( 1992 ) - *Program de calcul prin metoda elementului finit a grinzilor elastice pe mediu elstic* , A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie , Timișoara ;
15. Boldurean , I. P., Bogdan , I. - ( 1992 ) - *Posibilități oferite de utilizarea microcalculatoarelor la studiul capacității portante a piloților prin metoda elementului finit* , A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie , Timișoara ;
16. Boțu , N. - ( 1992 ) - *Modelul mecanico-reologic pentru argila de Bahlui* , A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie , Timișoara ;
17. Boțu , N. - ( 1992 ) - *Studii privind deformația instantanee a pământurilor coezive saturate* , A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie , Timișoara ;
18. Bowles , J. - ( 1974 ) - *Analytical and computer methods in foundation engineering* , Editura McGraw-Hill, London ;
19. Bowles , J. - ( 1988 ) - *Foundation analysis and design* , Editura McGraw - Hill , New-York ;
20. Brons, K. F., Kruyff, H. - ( 1985 ) - *The performance of sand compaction piles* Proceedings of the eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering , San Francisco , Sect. 5/B/2 ;
21. Brown , R. E. - ( 1977 ) - *Vibroflotation compaction of cohesionless soils* , Journal of the Geotechnical Engineering Division , American Society of Civil Engineers, Vol. 103 , No. GT 12, pp. 1437 - 1451 ;
22. Butuman , V., Păunescu, M. - ( 1987 ) - *O nouă soluție constructivă pentru fundații de mașini* , A VI-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 24 ... 26 Septembrie , Galați ;
23. Caquot , A., Kerisel , J. - ( 1968 ) - *Tratat de mecanica pământurilor* , Editura Tehnică , București ;
24. Chamecki , S. - ( 1969 ) - *Calcul des tassements progressifs des fondations en tenant compte de l' interaction des structures et du sol* , Annales de l' IBTP, Sept. , pag. 261 ... 268 , Paris ;
25. Charles , J. A., Watts , K. S. - ( 1983 ) - *Compressibility of soft clay reinforced with granular columns* , Improvement of Ground , Proc. 8-th European Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering , 23...26 May , Helsinki ;
26. Chien , T. S., Chien , C. H. - ( 1983 ) - *On dynamic consolidation* , Improvement of Ground , Proc. 8-th European Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering , 23...26 May , Helsinki ;
27. Chirică , A. - ( 1992 ) - *Câteva aspecte legate de modelarea procesului de poansonare cu M.E.F.* , A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie , Timișoara ;

28. Chirică , A., Stănculescu , I. - ( 1992 ) - *Introducerea dilatanței în calculul neliniar-elastic al terenului de fundare*, A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie , Timișoara ;
29. Chirică , A., Stănculescu , I. - ( 1992 ) - *Studiul extinderii zonelor plastice în cazul terenurilor de fundare din argile glomerulare* , A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie , Timișoara ;
30. Corda , I. - ( 1987 ) - *Modelarea geotehnică a terenurilor de formabile pentru fundații de mari dimensiuni* , A VI-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 24 ... 26 Septembrie, Galați ;
31. Dalmatov, B. I. - ( 1969 ) - *Proiectirovanie fundamentov zdanii I promâșlenâh soorujenâi* , Stroizdat, Leningrad;
32. Das, B. M. - ( 1987 ) - *Theoretical foundation engineering* , Elsevier Book Publishing Co. , New York ;
33. Das, B. M. - ( 1990 ) - *Principles of foundation Engineering* , PWS - KENT Publishing Company , Boston ;
34. De Beer, E. E. - ( 1970 ) - *Experimental determination of the shape factors and bearing capacity factors of sand* , Geotechnique , Vol. 20 , No. 4 , pp 387 - 411;
35. Desai, C. S. , Wu, T. H. - ( 1976 ) - *A general function for stress - strain curves* , The second International Conference on Numerical Methods in Geomechanics , Blacksburg, Virginia ;
36. Dudarov, V. K. - ( 1966 ) - *Sbornâie fundamentâ promâșlenâh zdanii* , Izdatelstvo Literaturâ po stroitelstvu, Moscova ;
37. Ellison, R. D. , D Appolonia, E. , Thiers, G. R. - ( 1971 ) - *Load deformation mechanism for bored piles* , Journal of the Soil Mecanics and Foundations Division , April, London ;
38. Filliat, G. - ( 1981 ) - *La pratique des sols et fondations* , Ed. du Moniteur , Paris ;
39. Fosti, V. - ( 1987 ) - *Plăci curbe subțiri prefabricate utilizate ca fundații* , A VI-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 24 ... 26 Septembrie, Galați ;
40. Fosti, V. - ( 1992 ) - *Criterii geotehnice de apreciere a terenului ca mediu elastic* , A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații , 2 ... 4 Septembri , Timișoara ;
41. Gambin, M. P. - ( 1983 ) - *The Menard dynamic consolidation method at Nice airport*, Improvement of Ground , Proc. 8-th European Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering , 23...26 May , Helsinki ;
42. Gârbea, D. - ( 1990 ) - *Analiză cu elemente finite* , Editura Tehnică București ;
43. Gopal, R. , Govind, R. - ( 1982 ) - *Skirted granular piles for ground improvement* , Improvement of Ground , Proc. 8-th European

- Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering , 23...26 May , Helsinki ;
44. Gotman, A. - ( 1987 ) - *Rascet piramidalnâh svai na sovместnoe deistnie verticalnoi, gorizontanoi ii momentnoi nagruzok* , Osnovania Fundamentâ ii Mechanica Gruntov, 1/1987, Moscova ;
  45. Goughnour, R. R. - ( 1983 ) - *Settlement of vertically loaded stone columns in soft ground* , Improvement of Ground , Proc. 8-th European Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering , 23...26 May , Helsinki ;
  46. Gruia, A. - ( 1992 ) - *Aspecte cu privire la investigarea terenului de fundare cu penetrometrul dinamic cu con și manta* , A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații , 2 ... 4 Septembrie , Timișoara ;
  47. Gruia, A. , Belea, Gh. - ( 1992 ) - *Aspecte privind stabilirea capacității portante a piloților prin sondaje de penetrare dinamică cu con* , A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie , Timișoara ;
  48. Gruzorian, A. A. , Goldfed, I. Z. - ( 1971 ) - *Rascet nesușei sposobnosti svai opor v vâștampovanom loje v prosadocinom grunte* , Osnovania Fundamentâ ii Mehanica Gruntov, Ed. Budivelnic, Kiev ;
  49. Haida, V. , Boboș, I. , Gârdan, D. , Voicu, C. - ( 1992 ) - *Cecetări chimico-mineralogice asupra cenușei de termocentrală de la CET Timișoara* , A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie , Timișoara ;
  50. Haida, V. , Marin, M. , Voicu, C. - ( 1992 ) - *Echipament și procedeu pentru realizarea prin vibrație a coloanei de pământ stabilizat* , A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie , Timișoara ;
  51. Haida, V. , Vasiloni, N. , Voicu, C. - ( 1992 ) - *Calculul adâncimii de pătrundere a piloților flotanți în stratul de bază* , A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie , Timișoara ;
  52. Hansbo, S. - (1978) - *Dynamic consolidation of soil by a falling weight* , Ground Engineering , No. 5 , London ;
  53. Hanzawa, H. - ( 1981 ) - *Improvement of a quick sand by dynamic consolidation* , X-ICSMFE , Theme 12 , Stockholm ;
  54. Hughes, I. M. , Withers, N. J. , Greenwood, D. A. - ( 1975 ) - *A field trial of the reinforcing effect of a stone column in soil* , Geotechnique , Vol. 25 , No. 1 , pp 31 - 44 , London ;
  55. Impe, van, W. , Beer, de, E. - ( 1983 ) - *Improvement of settlement behaviour of soft layers by means of stone columns* , Improvement of Ground , Proc. 8-th European Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering, 23...26 May, Helsinki ;

56. Irlles, R. , Irlles, F. - ( 1994 ) - *Explicit stress under rectangular footings*, Journal of the Geotechnical Engineering Division , American Society of Civil Engineers, Vol.120, No. 2 , february 1944 , pp. 444 - 450 ;
57. Ismael, N. F. , Vesic, A. S. - ( 1981 ) - *Compressibility and bearing capacity*, Journal of the Geotechnical Engineering Division , American Society of Civil Engineers, Vol.107, No. GT. 12, pp. 1657 - 1676 ;
58. Jebe, W. , Bartles, K. - ( 1983 ) - *The development of compaction methods with vibrators from 1976 to 1982* , Improvement of Ground , Proc. 8-th European Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering , 23...26 May , Helsinki ;
59. Jurca, A. , Păunescu, M. - ( 1992 ) - *Cercetări experimentale privind creșterea capacității portante a fundațiilor realizate prin ștanțare* , A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie , Timișoara ;
60. Jurca, A. , Păunescu, M. - ( 1986 ) - *Metodă de determinare a coeficienților elastici pe terenuri îmbunătățite cu ploturi din balast* , Simpozion “Soluții noi și eficiente în proiectarea și executarea structurilor “ , 14 - 15 noiembrie 1986 , Timișoara ;
61. Jurca, A. , Păunescu, M. , Marin, M. - ( 1992 ) - *Cercetări privind fundațiile cu placă antirefulantă realizate în gropi ștanțate*, A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie , Timișoara ;
62. Klahs, J. , Shoaf, S. , Russell, R. , Ward, P. - ( 1989 ) - *Finite element analysis using adaptive mesh generation* , NAFEMS , 22...25 May , Stratford-upon-Avon , England ;
63. Krutov, V. I. , Rabinovici, I. G. , Filatov, I. A. - ( 1980 ) - *Fundamentâ v vâtrambovanâh kotlovanah na vodonasâsenâh glinictâh gruntah* , Osnovania i Mehanica Gruntov , 5/1980 , Moscova ;
64. Krutov, V. I. - ( 1981 ) - *Uplotnenie otalov vschrâšnâh porad trambovaniem* , Osnovania i Mehanica Gruntov, 1/1981 , Moscova ;
65. Krutov, V. I. - ( 1981 ) - *Osnovania I fundamentâ na prosadocinâh gruntah* , Ed. Budivelnik, Kiev ;
66. Kumbhojkar, A. S. - ( 1993 ) - *Numerical evaluation of Terzaghi s  $N_{\gamma}$*  , Journal of the Geotechnical Engineering Division , American Society of Civil Engineers, Vol.119 , No. 3, March. 1993 , pp. 598 - 607 ;
67. Leonards, G. - ( 1980 ) - *Dynamic compaction of granular soil* , Journal of the Geotechnical Engineering Division , American Society of Civil Engineers, Vol. 106 , GT 1 , ian. 1980 , pp. 545 - 558 ;
68. Loganathan, N. , Balasubramaniam, A. S. , Bergado , D. T. - ( 1993 ) - *Deformation analysis of embankements* , Journal of the Geotechnical Engineering Division , American Society of Civil Engineers, Vol. 119, No. 8 , august 1993, pp 1185 - 1206 ;

69. Madhav, M. R. , Iyengar, N. G. , Vitkar, P. P. Nandia, A. - ( 1979 ) - *Increased bearing capacity and reduced settlements due to inclusions in soil* , C. R. Coll. Int. Renforcement des Sols, Paris;
70. Majes, B. , Battelino, D. - ( 1985 ) - *Effect of surface reinforcing of soft soils*, Proceedings of the eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco Sect. 5/B/15;
71. Manoliu, I. , Rădulescu, N. , Chibița, Fl. , Puiu, M. , Defta, Gh. - ( 1987 ) - *Utilizarea metodologiei din standardele 3300-1, 2 - 85 la definitivarea unei soluții de fundare în condiții dificile de teren* , A VI-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații , 24 ... 26 Septembrie, Galați ;
72. Manoliu, I. , Rădulescu, N. , Stanciu, I. , Bucătaru, D. - ( 1992 ) - *Cercetări pe modele privind minipiloții forți și injectați*, A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie , Timișoara ;
73. Marin, M. , Păunescu, M. , Vâță, I. - ( 1983 ) - *Procedeu și dispozitiv pentru îmbunătățirea terenurilor slabe de fundare*, Brevet de Invenție nr. 81746 ;
74. Marin, M. , Mișu, P. , Jurca, A. , Cocoș, Fr. - ( 1988 ) - *Fundații directe realizate prin ștanțare*, A II - a Conferință Națională de Inginerie Tehnologică pentru Construcții, Cluj - Napoca ;
75. Marin, M. - ( 1992 ) - *Fundații prefabricate realizate în gropi ștanțate*, A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie , Timișoara ;
76. Marin, M. - ( 1992 ) - *Elemente de calcul a piloților de formă piramidal prismatică*, A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații , 2 ... 4 Septembrie , Timișoara ;
77. Marin, M. , Belea, Gh. , Jurca, A. - ( 1992 ) - *Soluții noi de fundare pe piloți piramidali*, A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie , Timișoara ;
78. Mișu, P. Haida, V. - ( 1992 ) - *Soluție tehnică pentru realizarea lucrărilor de infrastructură la o construcție cu condiții dificile de amplasare și de fundare*, A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații , 2 ... 4 Septembrie , Timișoara ;
79. Mișu, P. , Mișu, T. , Boldurean, I. P. - ( 1992 ) - *Program experimental complex pentru stabilirea sistemului de fundare la o construcție amplasată pe teren dificil*, A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie , Timișoara ;
80. Mișu, A. - ( 1983 ) - *Noi orientări în prognoza dezvoltării fundațiilor*, A V-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 1 ... 3 Septembrie, Cluj - Napoca ;



81. Menard, L. , Broise, Y. - ( 1975 ) - *Theoretical and practical aspects of dynamic consolidation*, Geotechnique, 25, pp 3 - 18, Paris ;
82. Meyerhof, G. G. - ( 1951 ) - *The ultimate bearing capacity of foundations* , Geotechnique , 2/1951, Paris ;
83. Meyerhof, G. G. - ( 1976 ) - *Bearing capacity and settlement of pile foundations*, Journal of the Geotechnical Engineering Division , American Society of Civil Engineers, Vol. 102 , GT 3, paper 11962, pp. 197 - 228 ;
84. Mitchell, J. K. , Huber, T. R. - ( 1985 ) - *Performance of a stone column foundation*, Journal of the Geotechnical Engineering Division , American Society of Civil Engineers , Vol. 111 , GT 2, pp. 205 - 223;
85. Najjar, Y. , Zaman, M. - ( 1993 ) - *Surface subsidence prediction by nonlinear finite element analysis*, Journal of the Geotechnical Engineering Division , American Society of Civil Engineers, Vol. 119 , No. 11, nov. 1993, pp. 1790 - 1804 ;
86. Păunescu, M. , Boldurean, I. P. , Iosip, M. - ( 1986 ) - *Analiza capacității portante a fundațiilor ștanțate prin metoda elementului finit* , Al V-lea Simpozion Național de Informatică în Construcții , SNIC - V, septembrie 1986, Sibiu ;
87. Păunescu, M. , Boldurean, I. P. , Munteanu, O. - ( 1985 ) - *Clădiri realizate pe fundații executate prin ștanțarea gropilor de fundație* , SELC - IV , octombrie, Baia Mare ;
88. Păunescu, M. - ( 1980 ) - *Îmbunătățirea terenurilor slabe în vederea fundării directe* , Editura Tehnică , București ;
89. Păunescu, M. , Marin, M. , Mișu, P. , Bogdan, I. - ( 1987 ) - *Constataări privind îmbunătățirea terenurilor dificile cu ploturi din materiale granulare* , A VI-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 24 ... 26 Septembrie, Galați ;
90. Păunescu, M., Ștefănică, M. , Marin, M. - ( 1983 ) - *Cercetări experimentale privind îmbunătățirea terenurilor slabe cu vibromaiul* , A V-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 1 ... 3 Septembrie, Cluj - Napoca ;
91. Păunescu, M. - ( 1979 ) - *Tehnica vibrării în realizarea fundațiilor* , Editura Facla, Timișoara ;
92. Păunescu, M. , Marin, M. - ( 1983 ) - *Determinarea capacității portante limită pentru un colțar din beton* , A V-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 1 ... 3 Septembrie, Cluj - Napoca ;
93. Păunescu, M. , Bancea, O. , Marin, M. , Mișu, P. - ( 1981 ) - *Soluții noi de fundare directă pe gropi ștanțate cu maiul greu* , Revista Construcții , nr. 11/1981 ;
94. Păunescu, M. , Marin, M. - ( 1981 ) - *Consolidarea terenurilor slabe cu ploturi ștanțate prin vibropresare* , Buletinul Științific și Tehnic al

- I. P. “ Traian Vuia “ Timișoara , Tom 26 ( 40 ) , Fascicola 2 , iulie-decembrie , 1981 ;
95. Păunescu, M. , Marin, M. - ( 1982 ) - *Soluții noi de consolidare a terenurilor slabe folosind ploturi ștanțate prin vibropresare* , Revista Construcții, nr. 9/1982 ;
96. Păunescu, M. , Pop, V. , Silion, T. - ( 1982 ) - *Geotehnică și fundații* , Editura Didactică și Pedagogică , București ;
97. Păunescu, M. , Haida, V. , Gruia, A. , Schein, T. , Stefănică, M. , Marin, M. - ( 1983 ) - *Studies and tests “in situ “ on structures performed on soils improved by vibration*,  
Improvement of Ground , Proc. 8-th European Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering , 23...26 May , Helsinki ;
98. Păunescu, M. , Marin, M. , Boldurean, I. P. , Mișu, P. , Jurca, A. - ( 1983 ) - *Construcții realizate pe teren îmbunătățit cu vibromaiul*, A V-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 1 ... 3 Septembrie, Cluj - Napoca ;
99. Păunescu, M. , Marin, M. , Mișu, P. - ( 1983 ) - *Bauten auf durch druckgeruttelte Plots verbesserten Baugrunden* , A VII - a Conferință a Țărilor Dunărene de Mecanica Pământurilor, Chișinău ;
100. Păunescu, M. , Vasiloni, N. , Boldurean, I. P. - ( 1983 ) - *Calculul capacității portante la starea limită de deformații a elementului de fundare de tip colțar* , A V-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 1 ... 3 Septembrie, Cluj - Napoca ;
101. Păunescu, M. , Vâță, I. , Marin, M. - ( 1983 ) - *Procedeu pentru realizarea fundațiilor prin vibroștanțare* , Brevet de Invenție nr. 81747 ;
102. Păunescu, M. , Vâță, I. , Marin, M. - ( 1983 ) - *Ridicarea gradului de mecanizare a lucrărilor de la infrastructura construcțiilor folosind tehnica vibrării* , Mecanizarea Construcțiilor , 2/1983 , București ;
103. Păunescu, M. , Vâță, I. , Bogdan, I. , Mișu, P. , Jurca, A. , Laszlo, E. - ( 1985 ) - *Studii privind proiectarea, executarea și experimentarea agregatului de vibropresare - percuție AVPP - I* , Mecanizarea Construcțiilor, 2/1985 , București ;
104. Păunescu, M. , Marin, M. - ( 1986 ) - *Soluții moderne pentru fundații directe*, Editura Facla , Timișoara ;
105. Păunescu, M. - ( 1987 ) - *Folosirea tehnicii vibrării la îmbunătățirea terenurilor de fundare*, A VI-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 24...26 Septembrie, Galați ;
106. Păunescu, M. , Marin, M. , Cocoș, Fr. - ( 1987 ) - *Fundații pe colțari realizate la un bloc de locuințe din Timișoara* , A VI-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 24 ... 26 Septembrie, Galați ;
107. Păunescu, M. , Boldurean, I. P. , Lungu, E. , Boșcu, A. , Blănaru, M. - ( 1987 ) - *Soluție nouă de fundare pe amplasamentul stației DACIA* -

- SERVICE Reșița*, A VI-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 24 ... 26 Septembrie, Galați ;
108. Păunescu, M. , Marin, M. , Scordaliu, I. , Jurca, A. - ( 1987 ) - *Aspecte privind executarea fundațiilor prin ștanțare*, A VI-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 24 ... 26 Septembrie, Galați ;
109. Păunescu, M. , Marin, M. , Drak Al Sebai Atef - ( 1987 ) - *Soluții de prefabricare a fundațiilor sub pereți portanți*, A VI-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 24 ... 26 Septembrie, Galați ;
110. Perlea, V. , Perlea, M. - ( 1984 ) - *Stabilitatea dinamică a terenurilor nisipoase*, Editura Tehnică , București ;
111. Petrescu, A. , Rizescu, Gh. , Iacob, F. , Ilin, T. , Decsov, E. , Novăcescu, C. , Bar, F. , Berindeanu, R. , Pănescu, D. - ( 1985 ) - *Totul despre calculatorul personal aMIC* Editura Tehnică București ;
112. Popa, A. , Tripa, I. , Fosti, V. - ( 1987 ) - *Capacitatea portantă a fundațiilor directe realizate prin ștanțare*, A VI-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 24 ... 26 Septembrie, Galați ;
113. Popa, A. , Sâncrăian, M. - ( 1992 ) - *Considerații privind evaluarea caracteristicilor de calcul ale pământurilor*, A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie , Timișoara ;
114. Popa, A. - (1992) - *Calculul tasării fundațiilor cu luarea în considerare a influenței stării de tensiuni*, A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie, Timișoara ;
115. Popa, A. - ( 1992 ) - *Calculul tasării fundațiilor cu luarea în considerare a influenței stării de tensiuni*, A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie, Timișoara ;
116. Poulos, H. G. , Davis, E. H. - ( 1974 ) - *Elastic solutions for soil and rock mechanics*, John Wiley & Sons , New York ;
117. Răduinea, N. - ( 1992 ) - *Analiza dinamică a compactării pământurilor*, A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie, Timișoara ;
118. Resa, I. , Petrescu, St. , Precupaș, M. , Căra, Al. - ( 1984 ) - *Probleme de statistică rezolvate pe calculator*, Editura Facla , Timișoara ;
119. Richards, R. , Elms, D. G. - 1993 ) - *Seismic bearing capacity and settlements of foundations*, Journal of the Geotechnical Engineering Division , American Society of Civil Engineers, Vol. 119 , No. 4, april 1993 , pp. 662 - 674 ;
120. Salencon, J. - ( 1985 ) - *Application of the theory of plasticity in soil mechanics*, John Wiley & Sons , New York ;
121. Salencon, J. , Buhan, P. - ( 1985 ) - *Analyse de stabilite d ouvrages en sols renforces*, Proceedings of the eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering , San Francisco , sect. 5/B/17;

122. Santu, I. , Canarache, R. - ( 1992 ) - *Modelarea interacțiunii sol - structură folosind programe de analiză în domeniul elastic* , A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie, Timișoara ;
123. Santu, I. - ( 1992 ) - *Modelarea interacțiunii sol - structură folosind programe de analiză în domeniul elastic* , A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie, Timișoara ;
124. Schein, T. Scordaliu, I. - ( 1992 ) - *Aspecte privind calculul capacității portante a terenului ranforsat și a fundațiilor realizate pe terenuri ranforsate* , A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie, Timișoara ;
125. Schein, T. Scordaliu, I. - ( 1992 ) - *Incercări experimentale privind capacitatea portantă a terenului ranforsat și a fundațiilor executate pe terenuri ranforsate* , A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie, Timișoara ;
126. Schein, T. Scordaliu, I. - ( 1992 ) - *Posibilități tehnice de ranforsare a terenurilor slabe de fundare utilizând micropiloți realizați în baterii prin vibrare* , A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie, Timișoara ;
127. Schein, T. Scordaliu, I. - ( 1992 ) - *Unele aspecte tehnico - economice privind tehnologia de îmbunătățire a terenurilor de fundare prin metoda împănării cu materiale locale pe bază dinamică* , A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie, Timișoara ;
128. Shinyuan, Yu. , Dakoulas, P. - ( 1993 ) - *General stress - dependent elastic moduli for cross - anisotropic soils* , Journal of the Geotechnical Engineering Division , American Society of Civil Engineers, Vol. 119, No. 10, october 1993 , pp. 1568 - 1687 ;
129. Sinitsin, A. P. - ( 1983 ) - *Improving the bearing capacity of two-layered soils* , Improvement of Ground , Proc. 8-th European Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering , 23...26 May , Helsinki ;
130. Smith, G. N. - ( 1990 ) - *Elements of soil mechanics* , BSP Professional Books , London ;
131. Stematiu, D. - ( 1988 ) - *Calculul structurilor hidrotehnice prin metoda elementului finit* , Editura Tehnică , București ;
132. Stănculescu, I. - ( 1987 ) - *Din experiența unor lucrări dificile de fundații , Referat tehnic*, A VI-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 24 ... 26 Septembrie, Galați ;
133. Stănculescu, I. , Antonescu, I. , Marcu, A. , Sârghi, Gh. - ( 1987 ) - *Consolidarea cu coloane de balast și nuclee rigide a straturilor loessoide saturate, în vederea fundării directe a unor blocuri de*

- locuințe la Fălticeni* , A VI-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 24 ... 26 Septembrie, Galați ;
134. Stănculescu, I. , Chirică, A. - ( 1989 ) - *Tasarea fundațiilor directe pe pământuri afânate cu structură alcătuită din macroagregate* , Buletinul Stiințific al Institutului de Construcții București, anul XXXII, no. 1 , pp 3 ... 12 , București ;
135. Stoian, Dubină, D. , Pacoste, C. - ( 1988 ) - *Metode moderne în mecanica structurilor* , Editura Stiințifică și Enciclopedică , București ;
136. Sun, K. - ( 1994 ) - *Laterally loaded piles in elastic media* , Journal of the Geotechnical Engineering Division , American Society of Civil Engineers, Vol. 120 , No. 8, august 1994 , pp. 1324 - 1344 ;
137. Szechy, K. , Varga, L. - ( 1978 ) - *Foundation Engineering* , Akademiai Kiado , Budapest ;
138. Terzaghi, K. , Peck, R. B. - ( 1948 ) - *Soil mechanics in engineering practice*, Chapman & Hall , London , John Wiley & Sons Inc. , New York ;
139. Tomlinson, M. J. - ( 1969 ) - *Proiectarea și executarea fundațiilor* , Editura Tehnică , București ;
140. Traianovic, M. , Domazet, D. - ( 1989 ) - *Analysis of the potential error sources in the FE static analysis of structures* , NAFEMS - may 22 ... 25 , Stratford - upon - Avon , England ;
141. Tâmbal, S. I. , Koisis, Iu. N. - ( 1980 ) - *Opredeleniu soprotivleniia piramidalnoi svai gorizontalnoi nagruzke*, Osnovania ii Fundamentii , vâpusk 13/1980 , Kiev ;
142. Ungureanu, N. - ( 1992 ) - *O metodă de calcul a tălpilor flexibile pe piloți* , A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie , Timișoara ;
143. Vaicum, Al. - ( 1975 ) - *Fundații pentru construcții energetice de distribuție și transport* , Editura Academiei Române , București ;
144. Vasiloni, N. , Haida, V. , Mihu, P. - ( 1992 ) - *Echipament și tehnologie pentru executarea prin vibrație a piloților turnați pe loc* , A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 2 ... 4 Septembrie , Timișoara ;
145. Wallays, M. , Delapierre, J. , Van der Poel, J. - ( 1983 ) - *Load transfer mechanism in soils reinforced by stone or sand columns* , Improvement of Ground , Proc. 8-th European Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering , 23...26 May Helsinki ;
146. Wheeler, M. , Yunus, S. - ( 1989 ) - *An efficient error approximation technique for use with adaptive meshing* , NAFEMS - may 22 ... 25 , Stratford - upon - Avon , England ;
147. Whitaker, T. - ( 1957 ) - *Experiments with model piles in groups* , Geotechnique , 7/1957 , Paris ;

148. Zaharescu, E. - ( 1961 ) - *Contribuții la studiul capacității portante a fundațiilor*, Editura Academiei Române , București ;
149. Zaț, S. A. - ( 1980 ) - *Rascet osadki korotkih koniceski svai* , , Osnovania ii Fundamentî , vâpusk 13/1980 , Kiev ;
150. \*\*\* - ( 1974 ) - *Berechnung der Sohldruckverteilung unter Flachengrundungen* , DIN 4018 ;
151. \*\*\* - ( 1979 ) - *Grundbruchberechnungen von lotrecht mittig belasteten Flachgrundungen* , DIN 4017 ;
152. \*\*\* - ( 1989 ) - *Indrumător de proiectare și execuție a gropilor ștanțate pentru fundații* , C 230 - 89 , Buletinul Construcțiilor , vol. 12/1988 ;
153. \*\*\* - ( 1985 ) - *STAS 3300 / 1, 2 - 85 , Teren de fundare , Calculul terenului de fundare în cazul fundării directe* ;
154. \*\*\* - ( 1981 ) - *Rukovodstvo po projektirovanii I ustroistvu fundamentov v vâtrambovanâh kotlovanah* , Izd. Stroiizdat , Moskva ;
155. \*\*\* - ( 1983 ) - *SAP - 05 , Manual de utilizare* , Litografia I. P. “ Traian Vuia “ Timișoara ;
156. \*\*\* - ( 1974 ) - *STAS 2561 / 2 - 74 , Teren de fundare , Fundații pe piloți , Incercarea în teren a piloților de probă* ;
157. \*\*\* - ( 1984 ) - *STAS 8943 / 3 - 84 , Teren de fundare , Determinarea modulului de deformație liniară prin încercări pe teren cu placa* ;
158. \*\*\* - ( 1988 ) - *C 169 - 88 , Normativ privind executarea lucrărilor de terasamente pentru realizarea fundațiilor construcțiilor civile și industriale* , Buletinul Construcțiilor nr. 5 / 1988 ;
159. \*\*\* - ( 1985 ) - *C 29 - 85 , Normativ privind îmbunătățirea terenurilor de fundare slabe prin procedee mecanice ( caietele I ... VI )* , Buletinul Construcțiilor nr. 8 / 1986 ;
160. \*\*\* - ( 1984 ) - *P 125 - 84 , Indrumător tehnic pentru studiul proprietăților pământurilor necoezive lichefiabile* , Buletinul Construcțiilor nr. 8 / 1986 ;
161. \*\*\* - ( 1986 ) - *P 10 - 86 , Normativ privind proiectarea și executarea lucrărilor de fundații directe la construcții* , Buletinul Construcțiilor nr. 1 / 1987 ;
162. \*\*\* - ( 1975 ) - *P 160 - 75 , Normativ privind alcătuirea și executarea piloților pentru fundații* , Buletinul Construcțiilor nr. 6 / 1975 ;
163. \*\*\* - ( 1984 ) - *P 70 - 92 , Normativ privind proiectarea și executarea construcțiilor fundate pe pământuri sensibile la umezire* , Buletinul Construcțiilor nr. 2 / 1993 ;
164. \*\*\* - ( 1986 ) - *C 196 - 86 , Instrucțiuni tehnice pentru folosirea pământurilor stabilizate la lucrări de fundații* , Buletinul Construcțiilor nr. 8 / 1986 ;

165. \*\*\* - ( 1988 ) - C 215 - 88 , *Instrucțiuni tehnice pentru elemente de fundații din beton cu adaus de cenușă de centrale termoelectrice, situate în terenuri cu agresivități naturale și industriale* , Buletinul Construcțiilor nr. 6 / 1988 ;
166. \*\*\* - ( 1993 ) - C 245 - 93 , *Indrumător tehnic pentru proiectarea și executarea minipiloților forți* , Buletinul Construcțiilor nr. 12/1993;
167. \*\*\* - ( 1986 ) - Contract 558 / 85 , *Soluții constructive pentru ștanțarea gropilor de fundații în vederea realizării unor fundații eficiente prin înlocuirea sistemelor clasice de fundare directă și indirectă* , Beneficiar : M. C. Ind. Direcția Tehnică , Executant : Catedra de Drumuri și Fundații Timișoara , Filiala ICCPDC Timișoara, material nepublicat .

# ANEXA

## PROGRAMME DE CALCUL

main

incarc.c

depas.c

polinom.c

elfipl.bas

grafice.bas



```
*****
      main
*****
```

```
#include <stdio.h >
#include <process.h >
#include <conio.h >
```

```
main()
{
  int k,o;
  k = 1;
  while (k)
  {
    clrscr();
    printf("Alegeti una din optiunile urmatoare:\n\n\n");
    printf("1. Introduceti nodurile cu deplasari blocate\n");
    printf("2. Introduceti nodurile cu incarcari:\n");
    printf("3. Introduceti datele incercarii de compresiune
      triaxiala\n");
    printf("4. Rulati programul de calcul\n");
    printf("5. Rulati programul de afisare grafica a
      rezultatelor\n");
    printf("6. Iesire din program\n\n\n");
    scanf("%d",&k);
    switch(k)
    {
      case 1:spawnl(P_WAIT,"deplas.exe",NULL);
        break;
      case 2:spawnl(P_WAIT,"incarc.exe",NULL);
        break;
      case 3:spawnl(P_WAIT,"polin2.exe",NULL);
        break;
      case 4:spawnl(P_WAIT,"efp.exe",NULL);
        break;
      case 5:spawnl(P_WAIT,"grafice.exe",NULL);
        break;
      case 6:k = 0;
        break;
    }
  }
}
```

```
*****  
incarc.c  
*****
```

```
#include <stdio.h>  
#include <string.h>
```

```
main()  
{  
  char nume[13],s[9];  
  int in,i,fx,fy,n0;  
  FILE *fp;  
  
  printf("introduceti numele aplicatiei:");  
  scanf("%s",s);  
  strcpy(nume,s);  
  strcat(nume,".inc");  
  fp = fopen(nume,"w");  
  
  printf(" NR. NODURILOR CU INCARCARI = ");  
  scanf("%d",&in);  
  fprintf(fp,"%d\n",in);  
  for(i = 1;i <= in;i + +) {  
    printf(" NR. NODULUI CU INCARCARI = ");  
    scanf("%d",&n0);  
    printf("FX = ");  
    scanf("%d",&fx);  
    printf("FY = ");  
    scanf("%d",&fy);  
    fprintf(fp,"%d\n%d\n%d\n",n0,fx,fy);  
  }  
  fclose(fp);  
}
```

```
*****
depas.c
*****
```

```
#include <stdio.h>
#include <string.h>
```

```
main()
{
    char nume[13],s[9];
    int in,i,dx,dy,n0;
    FILE *fp;

    printf("introduceti numele aplicatiei:");
    scanf("%s",s);
    strcpy(nume,s);
    strcat(nume,".BLC");
    fp = fopen(nume,"w");

    printf(" NR. NODURILOR CU DEPLASARI BLOCATE = ");
    scanf("%d",&in);
    fprintf(fp,"%d\n",in);
    for(i = 1;i <= in;i + +) {
        printf(" NR. NODULUI CU DEPLASARI BLOCATE = ");
        scanf("%d",&n0);
        printf("DBX = ");
        scanf("%d",&dx);
        printf("DBY = ");
        scanf("%d",&dy);
        fprintf(fp,"%d\n%d\n%d\n",n0,dx,dy);
    }
    fclose(fp);
}
```

```
*****
      polinom.c
*****
```

```
#include <stdio.h>
#include <math.h>
#include <process.h>
#include <string.h>

const n = 5, n1 = 5;

float x[100], y[100], a[n1 + 1][n1 + 1], d[n1 + 1], c[n1 + 1], sigma;
int m, i;

void calc()
{

// "calculeaza B = INV(A) si C = B*D"

int n1, i, k, j, i1, i2;
float y;

n1 = m - 1;
for(i = 1; i <= n1; i++) {
    i1 = i;
    for(i2 = i; i2 <= m; i2++)
        if (abs(a[i1][i]) < abs(a[i2][i]))
            i1 = i2;
    else break;
    if (i1 != i) {
        for(j = 1; j <= m; j++) {
            y = a[i][j];
            a[i][j] = a[i1][j];
            a[i1][j] = y;
        }
        y = d[i];
        d[i] = d[i1];
        d[i1] = y;
    }
    y = a[i][i];
    for(j = i; j <= m; j++)
        a[i][j] = a[i][j]/y;
    d[i] = d[i]/y;
    i1 = i + 1;
    for(j = i1; j <= m; j++) {
```

```

    if (a[j][i] == 0) continue;
    y = a[j][i];
    for(k = i; k <= m; k++)
        a[j][k] = a[j][k] - y * a[i][k];
    d[j] = d[j] - d[i] * y;
}
}
c[m] = d[m] / a[m][m];
for(i = 1; i <= n1; i++) {
    c[m-i] = d[m-i];
    for(k = 1; k <= i; k++)
        c[m-i] = c[m-i] - a[m-i][m-i+k] * c[m-i+k];
}
} // end calc

```

```

void prel(void)
{

int n2, k, d1, i, j, s2;
float s;

for(i = 1; i <= n1; i++) {
    d[i] = 0;
    for(j = 1; j <= n1; j++)
        a[i][j] = 0;
}

a[1][1] = m;
n2 = 2 * n1 - 1;
for(d1 = 2; d1 <= n2; d1++) {
    s = 0;
    for(k = 1; k <= m; k++) {
        s = s + pow(x[k], (d1-1));
    }
    for(j = 1; j <= d1; j++) {
        s2 = d1 - j + 1;
        if ((j <= n1) && (s2 <= n1))
            a[s2][j] = s;
    }
    if (d1 <= n1)
        for(k = 1; k <= m; k++)
            d[d1] = d[d1] + y[k] * pow(x[k], d1-1);
}
}

```

```

for(k = 1;k < = m;k + +)
    d[1] = d[1] + y[k];
calc();
}

```

```

main()
{
int mat,j,k;
FILE *fp;
char nume[13];

```

```

printf("numele aplicatiei?:");
scanf("%s",nume);
strcat(nume, ".dat");

```

```

fp = fopen(nume, "w");

```

```

printf("cate materiale sunt?:");
scanf("%d",&mat);
for(j = 1;j < = mat;j + +) {
for(k = 1;k < = 3;k + +) {
    printf("cate puncte definesc curba %d,%d:",j,k);
    scanf("%d",&m);
    printf("dati sigma3-ul pentru curba %d,%d:",j,k);
    scanf("%f",&sigma);

```

```

    for(i = 1;i < = m;i + +) {
        printf("punctul = %d\n",i);
        printf("ordonata = ");
        scanf("%f",&y[i]);
        printf("abscisa = ");
        scanf("%f",&x[i]);
    }
    prel();
    for(i = 1;i < = n;i + +)
        fprintf(fp, "%f\n",c[i]);
    fprintf(fp, "%f\n%f\n%f\n%f\n",y[m],sigma,x[1],x[m]);
}
}
fclose(fp);
} // end main

```

```
*****  
elfipl.bas  
*****
```

```
COLOR 2  
PRINT " PROGRAM PT. CALCULUL STRUCTURILOR"  
PRINT " PLANE PRIN METODA ELEMENTULUI FI-"  
PRINT " NIT SI REPREZENTAREA GRAFICA A "  
PRINT " REZULTATELOR"  
PRINT  
PRINT " INTRODUCETI NUMELE APLICATIEI : "  
INPUT NUME$  
PRINT " CARACTERISTICI STRUCTURA"  
  
PRINT " Citeste datele generale "  
OPEN NUME$ + ".GEN" FOR INPUT AS#1  
INPUT #1, NN,NE,IP,MI,T,nrmat  
CLOSE #1  
  
fisier = 1  
DIM KB(6, 6), NI(NE), NJ(NE), NK(NE), F(2 * NN, IP),  
SP(3),pas(2*nn)  
DIM A(3), F0(3), UG(3), V(3), E(NE), CN(NE)  
DIM BM(3, 6), BD(3, 6), D(3, 3), SR(3), X(NN), Y(NN)  
DIM SV(NE, 3)  
dim sigma1(ne),sigma3(ne),tauxy(ne),coeficienti(5,3,5),  
tip(ne),materiale(5)  
dim ssigma(3,5),ymax(3,5),fact(5),interv(2,3,5),  
einit(ne),idx(ne),temp(nn)  
  
epsilon = 0.001  
tura = 1  
for i = 1 to 5  
materiale(i) = 10e6  
next i  
  
print "citeste modulele"  
  
k = 1  
OPEN NUME$ + ".MOD" FOR INPUT AS #1  
FOR I = 1 TO NE  
INPUT #1, E(I)  
  
einit(i) = e(i)  
for j = 1 to k
```

```

    if materiale(j) = e(i) then goto 20
next j
materiale(k) = e(i)

k = k + 1
20
NEXT I
CLOSE #1

k = 1
while k = 1
  k = 0
  for i = 1 to 4
    if materiale(i) < = materiale(i + 1) then goto 30
    t = materiale(i)
    materiale(i) = materiale(i + 1)
    materiale(i + 1) = t
    k = 1
30 next i
wend
for i = 1 to 5
  print i,materiale(i)
next i

for i = 1 to ne
  for j = 1 to 5
    if e(i) < > materiale(j) then goto 40
    tip(i) = j
    goto 50
40 next j
50 next i

  open nume$ + ".dat" for input as #1
for i = 1 to nrmat
  for j = 1 to 3
    for k = 1 to 5
      input #1,coeficienti(i,j,k)
    next k
    input #1,ymax(j,i),ssigma(j,i),interv(1,j,i),
      interv(2,j,i)
  next j
next i
close #1

for i = 1 to 2*nn
  f(i,1) = 0

```



```

    pas(i) = 0
next i

for i = 1 to nn
    temp(i) = 0
next i
PRINT "  INCARCARI"
OPEN NUME$ + ".INC" FOR INPUT AS #1
INPUT #1,IN
FOR I = 1 TO IN
INPUT #1,NO
INPUT #1, F(2 * NO - 1, 1)
INPUT #1, F(2 * NO, 1)

pas(2*NO) = f(2*NO,1)
pas(2*NO-1) = f(2*NO-1,1)
temp(n0) = 1

NEXT I
CLOSE #1

Y$ = "D" : OP = 0

PRINT
PRINT "  COORDONATELE NODURILOR"
PRINT
OPEN NUME$ + ".CRD" FOR INPUT AS #1
FOR I = 1 TO NN
INPUT #1, X(I), Y(I)
NEXT I
CLOSE #1

m2 = 0

PRINT
PRINT "  TOPOLOGIA STRUCTURII"
PRINT
M2 = 0
OPEN NUME$ + ".TOP" FOR INPUT AS #1
FOR I = 1 TO NE
INPUT #1, NI(I), NJ(I), NK(I)
NEXT I
CLOSE #1

salt = 1

```

```

for treapta = 1 to 10

FOR I = 1 TO NE
CN(I) = E(I) * T * (1 - MI) / ((1 + MI) * (1 - 2 * MI))
NEXT I
ZU = MI / (1 - MI)
MU = (1 - 2 * MI) / (2 * (1 - MI))
if salt=2 then goto 1111
FOR KK = 1 TO NE
IF ABS(NJ(KK)-NI(KK)) > M2 THEN M2 = ABS(NJ(KK)-NI(KK))
IF ABS(NK(KK) - NJ(KK)) > M2 THEN M2 = ABS(NK(KK) -
    - NJ(KK))
IF ABS(NK(KK) - NI(KK)) > M2 THEN M2 = ABS(NK(KK) -
    - NI(KK))
NEXT KK
M2 = (M2 + 1) * 2
DIM OK(2 * NN, m2)
salt = 2

1111
for i= 1 to 2*nn
  for j= 1 to m2
    ok(i,j)=0
  next j
next i

PRINT
PRINT "  ALCATUIREA MATRICILOR CARACTERISTICE"
FOR KK = 1 TO NE
I1 = NI(KK)
J1 = NJ(KK)
K1 = NK(KK)
A(1) = Y(J1) - Y(K1)
A(2) = Y(K1) - Y(I1)
A(3) = Y(I1) - Y(J1)
FO(1) = X(K1) - X(J1)
FO(2) = X(I1) - X(K1)
FO(3) = X(J1) - X(I1)
DL = X(I1) * A(1) + X(J1) * A(2) + X(K1) * A(3)
DL = ABS(DL)
FOR II = 1 TO 3
I2 = 2 * II - 2
FOR JJ = 1 TO 3
J2 = 2 * JJ - 2
KB(I2 + 1, J2 + 1) = .5 * CN(KK) * (A(II) * A(JJ) + MU *
    * FO(II) * FO(JJ)) / DL

```

```

KB(I2 + 2, J2 + 2) = .5 * CN(KK) * (FO(II) * FO(JJ) + MU *
  * A(II) * A(JJ)) / DL
KB(I2 + 1, J2 + 2) = .5 * CN(KK) * (ZU * A(II) * FO(JJ) +
  + MU * FO(II) * A(JJ)) / DL
KB(I2 + 2, J2 + 1) = .5 * CN(KK) * (ZU * A(JJ) * FO(II) +
  + MU * FO(JJ) * A(II)) / DL
NEXT JJ
NEXT II
I1 = 2 * I1 - 2
J1 = 2 * J1 - 2
K1 = 2 * K1 - 2
FOR JJ = 1 TO 3
  IF JJ = 1 THEN NR = I1
  IF JJ = 2 THEN NR = J1
  IF JJ = 3 THEN NR = K1
FOR J9 = 1 TO 2
  NR = NR + 1
  II = (JJ - 1) * 2 + J9
  FOR K9 = 1 TO 3
    IF K9 = 1 THEN N9 = I1
    IF K9 = 2 THEN N9 = J1
    IF K9 = 3 THEN N9 = K1
    FOR K2 = 1 TO 2
      LL = (K9 - 1) * 2 + K2
      KN = N9 + K2 + 1 - NR
      IF KN <= 0 THEN GOTO 1150
      OK(NR, KN) = OK(NR, KN) + KB(II, LL)
    1150 NEXT K2
  NEXT K9
NEXT J9
NEXT JJ
NEXT KK

```

PRINT " CONDITII DE REZEMARE"

```

OPEN NUMES$ + ".BLC" FOR INPUT AS #1
INPUT #1, BN
FOR I = 1 TO BN
  INPUT #1, NO
  INPUT #1, BX
  INPUT #1, BY
  IF BX <> 0 THEN OK(2 * NO - 1, 1) = 1E+24
  IF BY <> 0 THEN OK(2 * NO, 1) = 1E+24
NEXT I
CLOSE #1

```

```

GOSUB 2190
FOR I = 1 TO NE
CN(I) = CN(I) / T
NEXT I
PRINT "  DEPLASARI LA NODURI"

OPEN NUME$ + str$(fisier) + ".DEP" FOR OUTPUT AS #1
FOR I = 1 TO NN
rem PRINT "  NODUL "; I
rem PRINT USING "\      \###.###"; "    DX = ";
      F(2 * I - 1, 1)
WRITE #1, F(2 * I - 1, 1)
rem PRINT USING "\      \###.###"; "    DY = ";
      F(2 * I, 1)
WRITE #1, F(2 * I, 1)
NEXT I
CLOSE #1
PRINT
PRINT "  EFORTURI UNITARE "
PRINT
OPEN NUME$ + str$(fisier) + ".EFR" FOR OUTPUT AS #1
FOR KK = 1 TO NE
I1 = NI(KK)
J1 = NJ(KK)
K1 = NK(KK)
UG(1) = F(2 * I1 - 1, 1)
UG(2) = F(2 * J1 - 1, 1)
UG(3) = F(2 * K1 - 1, 1)
V(1) = F(2 * I1, 1)
V(2) = F(2 * J1, 1)
V(3) = F(2 * K1, 1)
A(1) = Y(J1) - Y(K1)
A(2) = Y(K1) - Y(I1)
A(3) = Y(I1) - Y(J1)
FO(1) = X(K1) - X(J1)
FO(2) = X(I1) - X(K1)
FO(3) = X(J1) - X(I1)
DL = X(I1) * A(1) + X(J1) * A(2) + X(K1) * A(3)
DL = ABS(DL)
D(1, 1) = CN(KK)
D(2, 2) = CN(KK)
D(1, 2) = ZU * CN(KK)
D(2, 1) = ZU * CN(KK)
D(3, 3) = MU * CN(KK)
BM(1, 1) = A(1) / DL
BM(1, 2) = A(2) / DL

```

```

BM(1, 3) = A(3) / DL
BM(2, 4) = FO(1) / DL
BM(2, 5) = FO(2) / DL
BM(2, 6) = FO(3) / DL
BM(3, 1) = FO(1) / DL
BM(3, 2) = FO(2) / DL
BM(3, 3) = FO(3) / DL
BM(3, 4) = A(1) / DL
BM(3, 5) = A(2) / DL
BM(3, 6) = A(3) / DL
FOR II = 1 TO 3
FOR JJ = 1 TO 6
BD(II, JJ) = 0
FOR K9 = 1 TO 3
BD(II, JJ) = BD(II, JJ) + D(II, K9) * BM(K9, JJ)
NEXT K9
NEXT JJ
NEXT II
FOR II = 1 TO 3
SR(II) = 0
FOR JJ = 1 TO 6
IF JJ > 3 THEN GOTO 2000
SR(II) = SR(II) + BD(II, JJ) * UG(JJ)
GOTO 2010
2000 SR(II) = SR(II) + BD(II, JJ) * V(JJ - 3)
2010 NEXT JJ
NEXT II
SP(1) = (SR(1) + SR(2)) / 2 + .5 * SQR((SR(1) - SR(2))^2 +
+ 4 * SR(3) ^ 2)
SP(2) = (SR(1) + SR(2)) / 2 - .5 * SQR((SR(1) - SR(2))^2 +
+ 4 * SR(3) ^ 2)
SP(3) = .5 * ATN(2 * SR(3) / (SR(1) - SR(2))) * 180/3.14
rem PRINT : PRINT "      ELEMENTUL "; KK
rem PRINT USING "\      \####.####\      \####.####";
"      SX = "; SR(1); "      S1 = "; SP(1)
rem PRINT USING "\      \####.####\      \####.####";
"      SY = "; SR(2); "      S2 = "; SP(2)
rem PRINT USING "\      \####.####\      \####.####";
"      TXY = "; SR(3); "      AL 1 = "; SP(3)
WRITE #1, SR(1), SP(1), SR(2), SP(2), SR(3), SP(3)

```

```

sigma1(kk) = sp(1)
sigma3(kk) = sp(2)
tauxy(kk) = sp(3)

```

```
SV(KK, 1) = SR(1)
SV(KK, 2) = SR(2)
SV(KK, 3) = SR(3)
NEXT KK
CLOSE #1
```

```
gosub 8500
fisier = fisier + 1
CLS
print "TREAPTA DE INCARCARE Nr. ";fisier
for j= 1 to nn
f(2*j-1,1) = 0
f(2*j,1) = 0
if temp(j) = 1 then
f(2*j,1) = fisier*pas(2*j)
f(2*j-1,1) = fisier*pas(2*j-1)
rem print "noile incarcari:";f(2*j,1);" ";f(2*j-1,1)
rem print "pas ";pas(2*j);" ";pas(2*j-1)
end if
next j
next treapta
```

```
REM SR(1)-SIGMA X SR(2)-SIGMA Y SR(3)-TAU XY
REM SP(1)-SIGMA 1 SP(2)-SIGMA 3 SP(3)-TAN(ALFA)

end
rem SFIRSIT CALCULE
```

```
2190 PRINT
PRINT " REZOLVAREA SISTEMULUI"
PRINT
P = 2 * NN
R = M2
Q = P - 1
FOR I = 1 TO Q
N = I + 1
FOR W = 2 TO R
AA = OK(I, W) / OK(I, 1)
M = W
FOR L = 1 TO R
IF M > R THEN GOTO 2360
OK(N, L) = OK(N, L) - AA * OK(I, M)
```

```

M = M + 1
2360 NEXT L
F(N, 1) = F(N, 1) - AA * F(I, 1)
N = N + 1
IF N > P THEN GOTO 2430
NEXT W
2430 NEXT I
FOR I = 1 TO P
M = P + 1
N = M - I
F(N, 1) = F(N, 1) / OK(N, 1)
S = N - 1
FOR J = 1 TO S
IF S = 0 THEN GOTO 2590
W = N + 1 - J
IF W > R THEN GOTO 2580
F(J, 1) = F(J, 1) - OK(J, W) * F(N, 1)
2580 NEXT J
2590 NEXT I
RETURN

```

rem -----

```

8500
print "prelucrarea ";fisier
for i= 1 to ne

if tura > ne then goto 8503
tura = tura + 1
for j= 1 to 5
  if materiale(j) = einit(i) then idx(i) = j
next j

8503

indice = idx(i)
tempmod = e(i)
if e(i) <= 50 then goto 8900

aux = abs(abs(sigma1(i))-abs(sigma3(i)))
  if aux < ymax(3,indice) then goto 8550

  e(i) = 50
  goto 8900
8550

```

```
if aux < ymax(1,indice) then goto 8600
if aux < ymax(2,indice) and aux > = ymax(1,indice)
  then goto 8610
```

```
rem -----
```

```
if sigma3(i) > = ssigma(2,indice) then goto 8551
  e(i) = 50
  goto 8900
```

```
8551
```

```
if sigma3(i) > = ssigma(3,indice) then goto 8552
```

```
for j = 1 to 5
  fact(j) = coeficienti(indice,3,j)
next j
yy = sigma1(i)-sigma3(i)
inf = interv(1,3,indice)
sup = interv(2,3,indice)
gosub 9000
```

```
xx = radacina
for j = 1 to 5
  fact(j) = coeficienti(indice,2,j)
next j
gosub 9600
e(i) = int(rez*einit(i))
goto 8900
```

```
8552
for j = 1 to 5
  fact(j) = coeficienti(indice,3,j)
next j
yy = sigma1(i)-sigma3(i)
inf = interv(1,3,indice)
sup = interv(2,3,indice)
gosub 9000
xx = radacina
for j = 1 to 5
  fact(j) = coeficienti(indice,3,j)
next j
gosub 9600
e(i) = int(rez*einit(i))
goto 8900
```

```
8600
```

```
rem -----
```



```
if sigma3(i) > = ssigma(1,indice) then goto 8631
```

```
for j = 1 to 5  
  fact(j) = coeficienti(indice, 1, j)  
next j  
yy = sigma1(i) - sigma3(i)  
inf = interv(1, 1, indice)  
sup = interv(2, 1, indice)  
gosub 9000
```

```
xx = radacina  
for j = 1 to 5  
  fact(j) = coeficienti(indice, 1, j)  
next j  
gosub 9600  
e(i) = int(rez * einit(i))
```

```
goto 8900
```

```
8631
```

```
if sigma3(i) > = ssigma(2,indice) then goto 8632
```

```
for j = 1 to 5  
  fact(j) = coeficienti(indice, 1, j)  
next j  
yy = sigma1(i) - sigma3(i)  
inf = interv(1, 1, indice)  
sup = interv(2, 1, indice)  
gosub 9000
```

```
xx = radacina  
for j = 1 to 5  
  fact(j) = coeficienti(indice, 1, j)  
next j  
gosub 9600  
e(i) = int(rez * einit(i))  
goto 8900
```

```
8632
```

```
if sigma3(i) > = ssigma(3,indice) then goto 8633
```

```
for j = 1 to 5  
  fact(j) = coeficienti(indice, 2, j)  
next j  
yy = sigma1(i) - sigma3(i)  
inf = interv(1, 2, indice)
```

```

sup = interv(2,2,indice)
gosub 9000
xx = radacina
for j = 1 to 5
  fact(j) = coeficienti(indice,2,j)
next j
gosub 9600
e(i) = int(rez*einit(i))
goto 8900

8633
for j = 1 to 5
  fact(j) = coeficienti(indice,3,j)
next j
yy = sigma1(i)-sigma3(i)
inf = interv(1,3,indice)
sup = interv(2,3,indice)
gosub 9000

xx = radacina
for j = 1 to 5
  fact(j) = coeficienti(indice,3,j)
next j
gosub 9600
e(i) = int(rez*einit(i))
goto 8900

8610
rem -----
if sigma3(i) >= ssigma(1,indice) then goto 8651

  e(i) = 20
  goto 8900
8651
if sigma3(i) >= ssigma(2,indice) then goto 8652

for j = 1 to 5
  fact(j) = coeficienti(indice,2,j)
next j
yy = sigma1(i)-sigma3(i)
inf = interv(1,2,indice)
sup = interv(2,2,indice)
gosub 9000

xx = radacina
for j = 1 to 5

```

```

    fact(j) = coeficienti(indice, 1, j)
next j
gosub 9600
e(i) = int(rez*einit(i))
goto 8900

8652

if sigma3(i) >= ssigma(3, indice) then goto 8653
for j = 1 to 5
    fact(j) = coeficienti(indice, 2, j)
next j
yy = sigma 1 (i)-sigma3(i)
inf = interv(1, 2, indice)
sup = interv(2, 2, indice)
gosub 9000

xx = radacina
for j = 1 to 5
    fact(j) = coeficienti(indice, 2, j)
next j
gosub 9600
e(i) = int(rez*einit(i))
goto 8900
8653
for j = 1 to 5
    fact(j) = coeficienti(indice, 3, j)
next j
yy = sigma 1 (i)-sigma3(i)
inf = interv(1, 3, indice)
sup = interv(2, 3, indice)

gosub 9000

xx = radacina
for j = 1 to 5
    fact(j) = coeficienti(indice, 3, j)
next j
gosub 9600
e(i) = int(rez*einit(i))

goto 8900

8900
if e(i) > tempmod then e(i) = tempmod
next i

```

```
print "scriu in fisierul ";nume$;fisier;".mod"  
open nume$ + str$(fisier) + ".mod" for output as #1  
for i = 1 to ne  
  write #1,e(i)  
next i  
close #1
```

```
return
```

```
rem -----
```

```
9000
```

```
qq = 1  
a1 = .06  
b1 = sup
```

```
xx = a1  
gosub 9500  
a2 = rez  
xx = b1  
gosub 9500  
b2 = rez  
if a2*b2 = 0 then  
  if a2 = 0 then  
    radacina = a1  
    return  
  else  
    radacina = b1  
    return  
  end if  
end if
```

```
9100
```

```
x1 = 0.5*(a1 + b1)  
xx = x1  
gosub 9500  
x11 = rez  
if b2 = a2 then  
  radacina = x1  
  return  
end if  
x2 = a1 - (b1 - a1) * a2 / (b2 - a2)
```

```
if abs(abs(x1) - abs(x2)) < epsilon then
```

```
radacina = x1  
return  
end if
```

```
xx = x2  
gosub 9500  
x21 = rez  
if x2 > x1 goto 9105  
radacina = x1  
x1 = x2  
x2 = radacina  
radacina = x1  
x11 = x21  
x21 = radacina
```

```
9105  
if a2*x11 = 0 then goto 9107  
if a2*x11 > 0 then goto 9108  
if x1-a1 < epsilon then goto 9107  
b1 = x1  
b2 = x11
```

```
goto 9100
```

```
9107  
radacina = x1
```

```
return
```

```
9108  
if b2*x21 = 0 then goto 9110  
if b2*x21 > 0 then goto 9111  
if b1-x2 < epsilon then goto 9110  
a1 = x2  
a2 = x21  
goto 9100
```

```
9110  
radacina = x2
```

```
return
```

```
9111  
a1 = x1  
a2 = x11  
b1 = x2
```

```
b2 = x21  
goto 9100
```

```
9500  
rez = fact(1)-yy + fact(2)*xx + fact(3)*xx^2 + fact(4)*xx^3 +  
      + fact(5)*xx^4  
return
```

```
9600  
rez = fact(2) + 2*fact(3)*xx + 3*fact(4)*xx^2 + 4*fact(5)*x^3  
rez = atn(rez)*2/3.1415  
return
```

```
*****  
grafice.bas  
*****
```

```
input "numele aplicatiei :";nume$
```

```
open nume$ + ".gen" for input as #1  
input #1,nn,ne,ip,ni,t  
close #1
```

```
vga = 160  
yyy = 5  
xxx = 5  
numar = 1  
dim x(nn),y(nn),ni(ne),nj(ne),nk(ne)  
dim sv(ne,3),sr(3),sp(3),f(2*nn,1),ss(ne,3)  
DIM L3(NE), L4(NE), XG(NE), YG(NE), UV(NE), VV(NE),e(ne)
```

```
open nume$ + ".crd" for input as #1  
for i = 1 to nn  
input #1,x(i),y(i)  
next i  
close #1  
open nume$ + ".top" for input as #1  
for i = 1 to ne  
input #1,ni(i),nj(i),nk(i)  
next i  
close #1
```

```
1  
OPEN NUME$ + str$(numar) + ".EFR" FOR INPUT AS #1  
FOR KK = 1 TO NE  
INPUT #1, SR(1), SP(1), SR(2), SP(2), SR(3), SP(3)  
SV(KK, 1) = SP(1)  
SV(KK, 2) = SP(2)  
SV(KK, 3) = SP(3)  
ss(kk,1) = sr(1)  
ss(kk,2) = sr(2)  
ss(kk,3) = sr(3)  
NEXT KK  
CLOSE #1
```

```
OPEN NUME$ + str$(numar) + ".MOD" FOR INPUT AS #1
```

```

FOR KK = 1 TO NE
INPUT #1, e(kk)
NEXT KK
CLOSE #1

```

```

OPEN NUME$ + str$(numar) + ".DEP" FOR INPUT AS #1
O = 1
FOR I = 1 TO NN
INPUT #1, F(2 * I - 1, O)
INPUT #1, F(2 * I, O)
NEXT I
CLOSE #1

```

```

3005 CLS
REM NR. ELEMENTULUI CU SIGMA 1 MAX. = M9
qq = -100
for j = 1 to ne
  if abs(sv(j,1)) > qq then
    qq = sv(j,1)
    m9 = j
  end if
next j

```

```

X8 = X(1): Y8 = Y(1): X9 = X(1): Y9 = Y(1)
FOR I = 1 TO NN
IF X(I) > X9 THEN X9 = X(I)
IF X(I) < X8 THEN X8 = X(I)
IF Y(I) > Y9 THEN Y9 = Y(I)
IF Y(I) < Y8 THEN Y8 = Y(I)
NEXT I
X7 = X9 - X8: Y7 = Y9 - Y8
IF X7 / Y7 < 3.2 THEN F9 = 170 / Y7
IF X7 / Y7 >= 3.2 THEN F9 = 610 / X7
fy = f9 * 1.12
f9 = f9 / 1.12

```

```

FOR I = 1 TO NE
IF Y(NI(I)) = Y(NJ(I)) THEN 4570
IF Y(NJ(I)) = Y(NK(I)) THEN 4590
4570 YG(I) = Y(NI(I)) + (Y(NK(I)) - Y(NJ(I))) / 3
GOTO 4600
4590 YG(I) = Y(NI(I)) + 2 * (Y(NK(I)) - Y(NI(I))) / 3
4600 IF X(NI(I)) = X(NK(I)) THEN 4620

```



```

GOTO 4640
4620 XG(I) = X(NI(I)) + (X(NJ(I)) - X(NK(I))) / 3
GOTO 4650
4640 IF X(NI(I)) = X(NJ(I)) THEN 4646
XG(I) = X(NI(I)) + 2 * (X(NJ(I)) - X(NI(I))) / 3
GOTO 4650
4646 XG(I) = X(NK(I)) + 2 * (X(NJ(I)) - X(NK(I)))/3
4650 UV(I) = XG(I) * F9 * 1.85
VV(I) = YG(I) * fy
NEXT I
K1 = 10 / SV(M9, 1)

```

```
4700 CLS
```

```

SCREEN 1, 0, 1: COLOR 15
PRINT "PENTRU A OBTINE UNA DIN URMATOARELE REPREZENTARI"
PRINT "GRAFICE, TASTATI NUMARUL DE ORDINE AL OPTIUNII"
PRINT "          RESPECTIVE"
PRINT
PRINT "1 - NUMARUL FISIERULUI DE VIZUALIZAT ;"
PRINT
PRINT "2 - RETEAUA DE DISCRETIZARE ;"
PRINT "3 - REPREZENTAREA VALORILOR SIGMA X ;"
PRINT "4 - REPREZENTAREA VALORILOR SIGMA Y ;"
PRINT "5 - REPREZENTAREA VALORILOR TAU XY ;"
PRINT "6 - REPREZ. VAL. TENS. PRINC. SIGMA 1 SI SIGMA 2 ;"
PRINT "7 - REPREZ. VECTORILOR DE DEPLASARE AI NODURILOR ;"
PRINT "8 - REPREZENTAREA RETELEI DEFORMATE ;"
PRINT "9 - AFISAREA VALORILOR TENSIUNILOR PT. UN ELEMENT ;"
PRINT
PRINT "10 - INCHEIEREA SESIUNII DE LUCRU ."
PRINT
PRINT

```

```

INPUT C
ON C GOTO 9999, 5000, 6000, 6300, 6600, 7000, 8000,
      9000,9500,9990
5000 SCREEN 2, 0, 0
CLS
FOR I = 1 TO NE
L1 = 10 + X(NI(I)) * F9 * 1.85
L2 = vga + 30 - Y(NI(I)) * FY
M1 = 10 + X(NJ(I)) * F9 * 1.85
M2 = vga + 30 - Y(NJ(I)) * FY
Q1 = 10 + X(NK(I)) * F9 * 1.85
Q2 = vga + 30 - Y(NK(I)) * FY

```

```

LINE (L1, L2)-(M1, M2)
LINE (M1, M2)-(Q1, Q2)
LINE (Q1, Q2)-(L1, L2)
NEXT I
INPUT "INTRODUCETI NR. ELEMENTELOR "; E1
input E2
CLS
tx = 300
n1 = ni(e1)

if e2/2 = int(e2/2) then
  n2 = nk(e2)
else
  n2 = nj(e2)
end if

CX = 630 / ABS(1.85 * F9 * (X(N2) - X(N1)))
CY = 190 / ABS(FY * (Y(N2) - Y(N1)))
IF CY > CX THEN CY = CX

cy = cy/1.1

NA = N1: rem NB = N1: rem N2 = N2 - 4
XP = F9 * 1.85 * (X(N1) + (X(N2) - X(N1)) / 2)
YP = FY * (Y(N1) + (Y(N2) - Y(N1)) / 2)

for i=e1 to e2
  if x(nj(i)) > x(n2) then goto 5090
  GOSUB 5200
5090
next i

locate 23,2,0
print " ";

INPUT Y$
GOTO 4700

5200
L1 = X(NI(I)) * F9 * 1.85
L1 = 315 - (XP - L1) * CY
L2 = Y(NI(I)) * FY
L2 = 95 + (YP - L2) * CY
M1 = X(NJ(I)) * F9 * 1.85
M1 = 315 - (XP - M1) * CY
M2 = Y(NJ(I)) * FY

```

```

M2 = 95 + (YP - M2) * CY
Q1 = X(NK(I)) * F9 * 1.85
Q1 = 315 - (XP - Q1) * CY
Q2 = Y(NK(I)) * FY
Q2 = 95 + (YP - Q2) * CY
LINE (L1, L2)-(M1, M2)
LINE (M1, M2)-(Q1, Q2)
LINE (Q1, Q2)-(L1, L2)
RETURN

```

```

6000 SCREEN 2, 0, 0
6005 CLS
tmp = k1
k1 = k1/8
gosub 9800
6010 FOR I = 1 TO NE
6020 L3 = K1/2 * SV(I, 1) + UV(I)
6030 LINE (10 + UV(I), vga + 39 - VV(I))-(10 + L3, vga + 39 - VV(I))
6040 NEXT I
6045 GOSUB 9910
k1 = tmp
6050 INPUT Y$
6070 GOTO 4700

```

```

6300 SCREEN 2, 0, 0
6305 CLS
tmp = k1
k1 = k1/8
gosub 9800
6310 FOR I = 1 TO NE
6320 L4 = K1/2 * SV(I, 2) + VV(I)
6330 LINE (10 + UV(I), vga + 39 - VV(I))-(10 + UV(I),
        vga + 39 - L4)
6340 NEXT I
6345 GOSUB 9910
6350 input Y$
k1 = tmp
6370 GOTO 4700

```

```

6600 SCREEN 2, 0, 0
6605 CLS
tmp = k1
k1 = k1/8
gosub 9800
6610 FOR I = 1 TO NE
6620 L5 = K1 * ss(I, 3) + VV(I)

```

```
6630 LINE (10 + UV(I), vga + 39 - VV(I)) - (10 + UV(I), vga + 39 - L5)
6640 NEXT I
6645 GOSUB 9910
6650 INPUT Y$
k1 = tmp
6670 GOTO 4700
```

```
7000 SCREEN 2, 0, 0
```

```
CLS
```

```
INPUT "INTRODUCETI NR. ELEMENTELOR "; E1
```

```
input E2
```

```
CLS
```

```
tx = 315
```

```
n1 = ni(e1)
```

```
if e2/2 = int(e2/2) then
```

```
    n2 = nk(e2)
```

```
else
```

```
    n2 = nj(e2)
```

```
end if
```

```
CX = 630 / ABS(1.85 * F9 * (X(N2) - X(N1)))
```

```
CY = 190 / ABS(FY * (Y(N2) - Y(N1)))
```

```
IF CY > CX THEN CY = CX
```

```
cy = cy / 1.1
```

```
NA = N1: rem NB = N1: rem N2 = N2 - 4
```

```
XP = F9 * 1.85 * (X(N1) + (X(N2) - X(N1)) / 2)
```

```
YP = FY * (Y(N1) + (Y(N2) - Y(N1)) / 2)
```

```
ty = 95
```

```
for i = e1 to e2
```

```
    if x(nj(i)) > x(n2) or x(ni(i)) < x(n1) then goto 7090
```

```
    GOSUB 7200
```

```
7090
```

```
next i
```

```
locate 23,2,0
```

```
print " ";
```

```
INPUT I$
```

```
GOTO 4700
```

```
7200
```

```
tmp = k1
```

```
k1 = k1 / 10
```

```

L6 = UV(I) - SV(I, 1) * K1 * 1.85 * COS(SV(I, 3) *
3.14 / 180)
7230 L7 = VV(I) - SV(I, 1) * K1 * SIN(SV(I, 3) * 3.14/180)
7240 L8 = UV(I) + SV(I, 1) * K1 * 1.85 * COS(SV(I, 3) *
* 3.14 / 180)
7250 L9 = VV(I) + SV(I, 1) * K1 * SIN(SV(I, 3) * 3.14/180)
7260 M6 = UV(I) - SV(I, 2) * K1 * 1.85 * SIN(SV(I, 3) *
* 3.14 / 180)
7270 M7 = VV(I) + SV(I, 2) * K1 * COS(SV(I, 3) * 3.14/180)
7280 M8 = UV(I) + SV(I, 2) * K1 * 1.85 * SIN(SV(I, 3) *
* 3.14 / 180)
7290 M9 = VV(I) - SV(I, 2) * K1 * COS(SV(I, 3) * 3.14/180)
7300 L6 = tx - (XP - L6) * cy
7335 L7 = ty + (YP - L7) * cy
7347 L8 = tx - (XP - L8) * cy
7355 L9 = ty + (YP - L9) * cy
7367 M6 = tx - (XP - M6) * cy
7375 M7 = ty + (YP - M7) * cy
7377 M8 = tx - (XP - M8) * cy
7378 M9 = ty + (YP - M9) * cy
7400 LINE (L6, L7)-(L8, L9)
7410 LINE (M6, M7)-(M8, M9)
k1 = tmp
7425 GOSUB 5200
7440 RETURN

```

```

8000 SCREEN 2, 0, 0
8005 CLS
8010 FOR I = 1 TO NN
8020 A1 = 10 + X(I) * F9 * 1.85
8030 A2 = vga + 30 - Y(I) * FY
8040 A3 = A1 + F(2 * I - 1, 1) * xxx * 1.85
8050 A4 = A2 - F(2 * I, 1) * yyy
8060 LINE (A1, A2)-(A3, A4)
8070 NEXT I
8080 INPUT Y$
8100 GOTO 4700

```

```

9000 SCREEN 2, 0, 0
9005 CLS
9010 FOR I = 1 TO NE
9020 L3 = 10 + X(NI(I)) * 1.85 * F9 + F(2 *
* NI(I) - 1, 1) * xxx
9030 L4 = vga + 30 - Y(NI(I)) * FY - F(2 * NI(I), 1) * yyy
9040 M3 = 10 + X(NJ(I)) * 1.85 * F9 + F(2 *
* NJ(I) - 1, 1) * xxx

```

```

9050 M4 = vga + 30 - Y(NJ(I)) * FY - F(2 * NJ(I), 1) * yyy
9060 Q3 = 10 + X(NK(I)) * 1.85 * F9 + F(2 *
      * NK(I) - 1, 1) * xxx
9070 Q4 = vga + 30 - Y(NK(I)) * FY - F(2 * NK(I), 1) * yyy
9080 LINE (L3, L4)-(M3, M4)
9090 LINE (M3, M4)-(Q3, Q4)
9100 LINE (Q3, Q4)-(L3, L4)

```

```

if e(i) <= 50 then
  x1 = abs(m3-l3)/3
  if y(ni(i)) = y(nj(i)) then
    y1 = abs(q4-m4)/3
    y1 = m4-y1
    x1 = 2*x1 + l3
  else
    y1 = abs(m4-l4)/2
    y1 = y1 + m4
    x1 = x1 + l3
  end if

```

```

LINE (L3, L4)-(x1, y1)
LINE (M3, M4)-(x1, y1)
LINE (Q3, Q4)-(x1, y1)

```

```
end if
```

```

9110 NEXT I
9120 INPUT Y$
9140 GOTO 4700

```

```

9500
SCREEN 2, 0, 0
INPUT "INTRODUCETI NR. ELEMENTULUI "; e
CLS
tx = 315
n1 = ni(e)
if e/2 = int(e/2) then
  n2 = nk(e)
else
  n2 = nj(e)
end if
CX = 630 / ABS(1.85 * F9 * (X(N2) - X(N1)))
CY = 190 / ABS(FY * (Y(N2) - Y(N1)))
IF CY > CX THEN CY = CX

```

```
cy = cy/1.1
```

```

XP = F9 * 1.85 * (X(N1) + (X(N2) - X(N1)) / 2)
YP = FY * (Y(N1) + (Y(N2) - Y(N1)) / 2)
ty=95
i=e

gosub 7200
tmp=k1
k1=k1/10
gosub 9800
k1=tmp

locate 2,1,0
print using "\ ###.###\ "; "SX=";ss(i,1);
locate 4,1,0
print using "\ ###.###\ "; "SY=";ss(i,2);
locate 6,1,0
print using "\ ###.###\ "; "TXY=";ss(i,3);
locate 12,1,0
print using "\ ###.###\ "; "S1=";sv(i,2);
locate 14,1,0
print using "\ ###.###\ "; "S2=";sv(i,1);
locate 16,1,0
print using "\ ###.###\ "; "AL1=";sv(i,3);

input w$

goto 4700

9800 locate 24,25,0
rem print "scara : ";
locate 24,40,0
print " 0.5 [DaN/cm^2] ";

dax=K1 * 1.85 * cy
dax=dax
day=k1*cy
line (280,195)-(280+dax,195)

return

9910 FOR I = 1 TO NN
9920 A1 = 10 + X(I) * F9 * 1.85
9930 A2 = vga + 39 - Y(I) * FY
9940 LINE (A1, A2)-(A1, A2)
9950 NEXT I

```

9960 RETURN

9990 END

9999

input "numarul: ";numar

goto 1