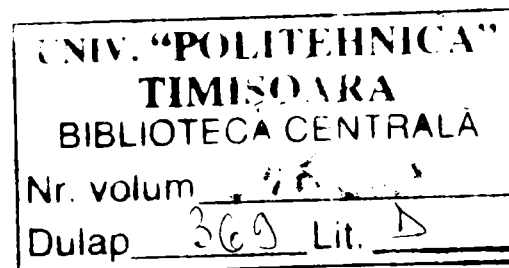


Ing. MONICA MIREA

TEZĂ DE DOCTORAT

CONTRIBUȚII LA STUDIUL CAPACITĂȚII PORTANTE A UNOR FUNDAȚII PREFABRICATE EXECUTATE ÎN GROPI ȘTANȚATE



CONDUCĂTOR ȘTIINȚIFIC
Prof. dr. ing. Virgil HAIDA

Timișoara 2005

Prefață

Lucrările de execuție a infrastructurii construcțiilor se realizează, în general, după soluțiile tradiționale bazate pe turnarea betonului monolit, soluții ce sunt mari consumatoare de materiale, manoperă, energie și care prezintă un grad redus de industrializare, aceasta ducând implicit la o productivitate a muncii scăzută.

Industrializarea lucrărilor de fundații ridică probleme speciale de execuție, deoarece în cazul fundațiilor apar condiții specifice diferite de cele de la suprastructură și care depind pe de o parte de neuniformitatea terenului de fundare (stratificație, variația proprietăților fizico-mecanice, prezența apei subterane, etc.), iar pe de altă parte de varietatea formelor și dimensiunilor fundațiilor, a încărcărilor și de modul de realizare a suprastructurii clădirilor.

Prefabricarea fundațiilor și mai ales utilizarea fundațiilor prefabricate realizate în gropi ștanțate constituie o soluție de fundare eficientă atât din punct de vedere tehnic cât și economic, asigurând totodată și un grad ridicat de industrializare și mecanizare a lucrărilor de construcții.

Având în vedere aceste aspecte, prezenta teză de doctorat a avut ca obiectiv principal, studierea capacității portante a unor fundații prefabricate executate în gropi ștanțate. Proiectarea unor astfel de fundații trebuie privită ca o problemă complexă, deoarece nu trebuie rezolvată numai problema dimensionării fundației propriu-zise, ci trebuie analizat mai ales efectul de îndesare a terenului natural obținut prin ștanțarea gropii de fundație și realizarea bulbului din material granular de la baza fundației.

Alături de o sinteză documentară și unele considerații cu privire la industrializarea lucrărilor de fundații, analizarea unor soluții constructive de prefabricare a fundațiilor, respectiv a diverselor tipuri de fundații realizate în gropi ștanțate, inclusiv tehnologia de execuție a ștanțării, prezentate în capitolele 1, 2 și 3, studiile teoretice și încercările experimentale, efectuate și detaliate în capitolele 4, 5 și 6, au avut ca obiectiv principal analizarea și elucidarea unor aspecte teoretice și practice referitoare la:

- ipotezele ce stau la baza principalelor metode de calculul a capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate;
- utilizarea metodei elementelor finite la calculul capacității portante a

fundațiilor executate în gropi ștanțate;

- modelarea pe calculator a conclucrării fundațiilor realizate în gropi ștanțate cu terenul din jur (evidențierea tensiunilor dezvoltate în teren, a deformațiilor produse, precum și a modului de cedare a terenului de fundare);

- evidențierea efectului de îmbunătățire a terenului de fundare prin ștanțarea gropilor pentru fundații;

- influența formei fundațiilor prefabricate realizate în gropi ștanțate asupra capacității lor portante.

Lucrarea se încheie cu prezentarea concluziilor finale și a contribuțiilor aduse de autor în domeniul studiat.

În întreaga perioadă de elaborare a tezei de doctorat, autorul a beneficiat de îndrumarea competentă și de ajutorul permanent al conducătorului științific prof. dr. ing. Virgil HAIDA, căruia îi exprimă profundă recunoștință și considerație. De asemenea, autorul adresează mulțumirile sale întregului colectiv al Departamentului de Inginerie Geotehnică și Căi de Comunicație Terestre, cadre didactice și personal tehnic, care prin discuții, sugestii, material bibliografic, ajutor acordat la desfășurarea programului experimental, au contribuit la clarificarea unor aspecte ale cercetărilor întreprinse în vederea elaborării prezentei teze de doctorat.

Autorul

CUPRINS

Cap. 1. INTRODUCERE	1
1.1. Considerații generale privind industrializarea lucrărilor de fundații	1
1.2. Procedee și metode de industrializare a lucrărilor de fundații	4
1.2.1. Prefabricarea fundațiilor	4
1.2.2. Ștanțarea gropilor pentru fundații	7
1.3. Obiectul tezei de doctorat	8
Cap. 2. SOLUȚII DE FUNDAȚII PREFABRICATE	10
2.1. Fundații prefabricate izolate sub stâlpi	10
2.1.1. Fundații prefabricate integral realizate dintr-un singur element	10
2.1.2. Fundații prefabricate parțial	12
2.1.2.1. Fundații cu guler respectiv pahar prefabricat și talpă monolită	12
2.1.2.2. Fundații prefabricate sistem Giron	13
2.1.2.3. Fundații cu bloc monolit și cuzinet - pahar prefabricat	13
2.1.3. Fundații alcătuite din două elemente prefabricate	14
2.1.4. Fundații realizate din mai multe elemente prefabricate	14
2.1.4.1. Fundații alcătuite din blocuri prefabricate așezate pe mai multe rânduri suprapuse	15
2.1.4.2. Fundații prefabricate cu talpă din blocuri și cuzinet cu traverse	15
2.1.4.3. Fundații prefabricate alcătuite din blocuri ce se intersectează reciproc..	16
2.1.4.4. Fundații tip dublu T	17
2.1.4.5. Fundații din blocuri prefabricate pentru talpă și cuzinet	18
2.1.4.6. Fundații prefabricate spațiale pentru structuri în cadre sistem CANSPA	19
2.2. Fundații prefabricate izolate alcătuite din plăci curbe subțiri	20
2.2.1. Fundații izolate alcătuite din plăci curbe conice	24
2.2.2. Fundații izolate alcătuite din elemente spațiale sub formă de clopot având inel de bază precomprimat	26
2.2.3. Fundație prefabricată izolată compusă dintr-o placă și clopot	27
2.2.4. Fundație antiseismică	28
2.3. Fundații continue prefabricate sub pereți	29
2.3.1. Fundații continue prefabricate folosite în fosta U.R.S.S.	29
2.3.2. Fundații continue prefabricate folosite în Ungaria	36
2.3.3. Fundații continue prefabricate folosite în România	37

2.3.3.1. Fundații alcătuite din tălpi din blocuri de beton elevații din panouri mari prefabricate	37
2.3.3.2. Fundații alcătuite din tălpi monolite și elevații din panouri prefabricate casetate	37
2.3.3.3. Fundații alcătuite din tălpi monolite și elevații din panouri mari prefabricate	39
2.3.3.4. Fundații alcătuite din tălpi monolite și elevații prefabricate din elemente spațiale deschise	42
2.3.4. Fundații continue total prefabricate	43
2.3.4.1. Infrastructură prefabricată din elemente de talpă, module spațiale și panouri plane pentru elevații	44
2.3.4.2. Infrastructură prefabricată din elemente de talpă și panouri mari pentru elevații	46
2.3.5. Principii de alcătuire a fundațiilor prefabricate sub formă de grinzi continue	46
2.4. Concluzii	50

Cap. 3 FUNDAȚII EXECUTATE ÎN GROPI ȘTANȚATE 51

3.1 Tehnologia ștanțării gropilor pentru fundații	51
3.2 Utilaje, instalații și echipamente folosite pentru ștanțarea gropilor de fundații	54
3.3 Tipuri de fundații executate în gropi ștanțate	57
3.3.1. Fundații izolate sub stâlpi executate în gropi ștanțate	58
3.3.2. Fundații sub pereți portanți executate în gropi ștanțate	63
3.4. Aspecte ale comportării în exploatare a unor construcții cu fundații executate în gropi ștanțate	65
3.4.1. Bloc de locuințe S+P+8E cu fundații parțial prefabricate și teren îmbunătățit prin ștanțare	65
3.4.2. Bloc de locuințe S+P+4E cu fundații discontinue din elemente prefabricate montate în gropi ștanțate	66
3.5. Concluzii	68

Cap. 4 CALCULUL CAPACITĂȚII PORTANTE A FUNDAȚIILOR EXECUTATE ÎN GROPI ȘTANȚATE 69

4.1. Metode de calcul al capacității portante a terenului și a fundațiilor	69
4.1.1. Metoda Terzaghi	70
4.1.2. Metoda Meyerhof	72
4.1.3. Metoda Berezanțev	73
4.2. Calculul capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate	76

4.2.1. Calculul capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate din condiția de deformare a terenului de fundare	77
4.2.2. Calculul capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate din condiția de capacitate portantă a terenului de fundare	79
4.2.3. Calculul capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate supuse unor forțe orizontale	80
4.2.4. Calculul capacității portante a fundațiilor realizate în gropi ștanțate ținând seama de rezistența pasivă a terenului de fundare	82
4.2.5. Calculul capacității portante a fundațiilor realizate în gropi ștanțate prin considerarea efectului de plasticizare a terenului de fundare	84
4.2.6. Calculul capacității portante a fundațiilor realizate în gropi ștanțate în ipoteza unei fundații încastrate elastic în terenul de fundare	88
4.2.7. Calculul fundațiilor realizate în gropi ștanțate conform îndrumătorului C230-89 [126]	91
4.2.7.1. Calculul fundațiilor de mică adâncime ($h/b_{med} \leq 2$) executate în gropi ștanțate fără bulb	92
4.2.7.2. Calculul fundațiilor de mică adâncime ($h/b_{med} \leq 2$) realizate în gropi ștanțate cu bulb din materiale granulare sau din beton vârtos	94
4.2.7.3. Calculul fundațiilor sau elementelor de fundare de adâncime ($h/b_{med} \geq 2$)	97
4.2.8. Determinarea capacității portante pe baza rezultatelor de penetrare statică	99
4.2.9. Considerații privind calculul capacității portante a fundațiilor având formă de trunchi de con și semisferă	101

Cap. 5. STUDII TEORETICE PRIVIND CONLUCRAREA CU TERENUL A FUNDAȚIILOR DE DIVERSE FORME EXECUTATE ÎN GROPI ȘTANȚATE 118

5.1. Considerații generale asupra metodei elementelor finite	118
5.2. Aspecte caracteristice ale utilizării programului CESAR-LCPC în ingineria geotehnică	120
5.2.1 Determinarea suprafeței de rupere pentru diferite materiale	122
5.2.2. Criteriul de rupere Mohr – Coulomb	123
5.3. Tipuri de fundații studiate și parametri geotehnici ai terenului de fundare luați în studiu	127
5.4 Aspecte ale comportării fundațiilor studiate	132
5.4.1. Capacitatea portantă a fundațiilor de diverse forme	132
5.4.2. Starea de deformare și de tensiuni în terenul de fundare	137
5.5. Concluzii	162

**Cap. 6. CERCETĂRI EXPERIMENTALE PE MODELE DE
FUNDAȚII REALIZATE ÎN GROPI ȘTANȚATE 163**

6.1. Scopul cercetărilor experimentale 163

6.2. Aspecte cu privire la încercările experimentale efectuate în scopul
evidențierii zonei deformată 164

6.3. Aspecte cu privire la încercările experimentale efectuate în scopul
determinării capacității portante a elementelor de fundare studiate 174

6.4. Concluzii 199

Cap. 7 CONCLUZII FINALE 201

BIBLIOGRAFIE 210

Cap. 1. INTRODUCERE

Costul lucrărilor de infrastructură a construcțiilor reprezintă în medie 10...15 % din valoarea totală a lucrărilor de construcții-montaj, iar manopera poate consuma până la 25 % din manopera totală. În cazul terenurilor de fundare dificile, care impun adoptarea unor soluții speciale de fundare și tehnologii adecvate de execuție, procentajele menționate anterior sunt mai mari. Cu toate acestea, gradul de industrializare a execuției lucrărilor de infrastructură, continuă să fie mult redus, în comparație cu cel corespunzător suprastructurii.

De aceea, preocupările specialiștilor din domeniu în direcția stabilirii și aplicării în practică a unor tehnici și tehnologii de execuție a lucrărilor de infrastructură, cu un grad sporit de industrializare și mecanizare, care să fie avantajoase atât tehnic cât și economic, sunt pe deplin justificate și obiectiv necesare.

1.1. Considerații generale privind industrializarea lucrărilor de fundații

În anul 1888 s-a folosit, pentru prima dată în țara noastră, betonul armat prefabricat la construcția silozurilor din porturile Brăila și Galați de către inginerul Anghel Saligny.

Pereții silozurilor au fost alcătuiți din plăci având înălțimi de un metru și lățimi variabile în funcție de tipul silozului. Acestea erau turnate fiecare separat pe o platformă și apoi montate. Rezultă deci că sistemul de executare a betonului armat prin prefabricare s-a utilizat în țara noastră încă din anul 1888, când au fost realizate primele lucrări de beton armat, dată la care în alte țări nu începuse să se folosească la realizarea silozurilor nici măcar betonul armat turnat monolit.

O altă lucrare la care s-au folosit elemente prefabricate din beton armat a fost abatorul din Drobeta Turnu - Severin, executat în perioada 1911-1914, la realizarea căruia s-au utilizat pentru prima dată planșee din elemente prefabricate de beton armat de tipul cheson cu secțiune transversală în formă de U și o lungime variabilă între 3,50 și 8,40 m, iar pentru rigidizare au fost prevăzute diafragme la distanțe de 1,50 m, aceste elemente prefabricate fiind asemănătoare prefabricatelor tip cheson folosite astăzi.

Alte elemente prefabricate folosite la noi în țară au fost piloții octogonali de 32 cm și 12 m lungime, utilizați începând cu anul 1905 la

lucrările portuare din Constanța, tuburile centrifugate Vianini care au fost folosite începând cu anul 1929 și stâlpii de beton armat vibrați utilizați pentru extinderea rețelei electrice a tramvaielor din București începând cu anul 1933.

Aceste soluții tehnice aveau un caracter local și izolat și nu aveau ca și concepție ideea de „industrializare a construcțiilor”. Prefabricarea, în adevăratul sens al cuvântului, a apărut ca urmare a necesității sporirii productivității muncii în construcții.

Anul 1949 marchează realizarea în țara noastră a primelor lucrări de construcții cu folosirea prefabricatelor, deci și începutul industrializării construcțiilor. În acest an a luat ființă un atelier de prefabricate la Brașov iar primele elemente prefabricate au fost grinzi, stâlpi, planșee, tuburi de canalizare etc.

Totuși elementele prefabricate au constituit un procent redus față de volumul total de beton armat pus în operă [113].

Primele fundații prefabricate din beton armat au fost realizate tot de către inginerul român Anghel Saligny, în anul 1907, fiind utilizate la execuția unor construcții din portul Constanța [49].

Așa cum se poate observa din exemplele prezentate anterior, deși veche ca idee, totuși prefabricarea fundațiilor nu s-a dezvoltat foarte mult. În prezent aproape toate fundațiile izolate sub stâlpi cât și cele continue pentru pereți și stâlpi se execută în cele mai multe cazuri tot monolit, în majoritatea țărilor lumii, chiar și în acelea cu un grad mare de industrializare a construcțiilor.

Pe măsura dezvoltării și diversificării construcțiilor, betonul armat a devenit materialul consacrat pentru lucrările de fundații, datorită calităților sale de durabilitate, rezistență mecanică, eficiență tehnico-economică. Analizând însă modul de execuție pe șantier a diverselor elemente de construcții, apare o discordanță între gradul de industrializare pe care l-au căpătat lucrările la suprastructură în raport cu modul de execuție al lucrărilor la infrastructură, respectiv al fundațiilor, unde se lucrează încă, aproape în exclusivitate în săpături deschise cu beton simplu sau beton armat turnat la fața locului (acestea fiind tehnologii ce au o productivitate scăzută, consum ridicat de manoperă, material lemnos, energie, etc), cu toate că lucrările la infrastructură reprezintă o pondere însemnată din valoarea investițiilor (15...40 % din valoarea construcției).

Industrializarea lucrărilor de fundații ridică probleme speciale de execuție și dificultate în stabilirea unui număr restrâns de tipodimensiuni, deoarece în cazul fundațiilor apar condiții specifice diferite de acelea care sunt la suprastructură și care depind de proprietățile fizico-mecanice ale terenului de fundare și de prezența apei subterane pe de o parte, iar pe de altă parte de varietatea formelor fundațiilor, a încărcărilor și de modul de realizare a suprastructurii clădirilor.

Această problemă poate fi rezolvată în mod eficient acționând concomitent asupra modului de realizare al infrastructurii și asupra terenului

de fundare prin mărirea capacității portante a acestuia în vederea “**adaptării terenului de fundare la construcție**”, acesta fiind un nou concept de proiectare, ce creează posibilități suplimentare de modulare și tipizare [131].

Execuția industrializată a lucrărilor de fundații a dus la creșterea productivității muncii și la reducerea duratei de execuție a lor. În ultimele decenii betonul a fost folosit pe scară tot mai largă rezolvând deja problema industrializării pentru unele elemente de la suprastructură generându-se astfel condiții optime pentru trecerea la industrializarea fundațiilor.

În faza inițială de aplicare a prefabricării la lucrările de fundații tendința a fost de a fragmenta fundațiile clasice existente și apoi de a le introduce în practică ca elemente prefabricate.

Pentru a justifica cheltuielile de investiții necesare la construirea unei linii tehnologice este necesară industrializarea, tipizarea și modularea elementelor prefabricate de fundație, acestea fiind raționale numai dacă numărul de elemente prefabricate de același tip este mare, ceea ce duce la concluzia că introducerea prefabricării ca tehnologie de execuție este direct legată de tipizarea elementelor de fundații. Elementele prefabricate tip trebuie să îndeplinească următoarele cerințe:

- să fie verificate în practică;
- să prezinte indici tehnico-economici superiori elementelor similare executate din beton simplu/armat monolit;
- să reziste la sarcinile de transport și manipulare;
- să aibă o distribuție cât mai rațională a materialului.

Tipizarea este una din cerințele prefabricării și producției de serie, ea putând fi aplicată atât construcțiilor în ansamblu cât și elementelor componente ale acestora, deci și fundațiilor. Pentru tipizarea elementelor prefabricate este necesară și tipizarea detaliilor și a îmbinărilor. Este preferabil ca variațiile să se facă în baza unor forme de bază unice, elementele cu forme simple constituind unul din cele mai mari avantaje ale prefabricării.

Modularea reprezintă coordonarea dimensiunilor elementelor cu ajutorul unui sistem coerent și ușurează:

- alegerea celui mai potrivit element într-un caz dat, dintre mai multe elemente având aceleași dimensiuni;
- simplificarea proiectelor și reducerea erorilor;
- mărirea productivității proiectării și execuției;
- specializarea producției.

Un sistem modular corect utilizat trebuie să permită: adăugarea elementelor, schimbarea și înlocuirea lor, precum și combinarea elementelor de bază.

În condițiile actuale de execuție a fundațiilor prefabricate sau a construcțiilor este rațională trecerea la folosirea elementelor prefabricate de dimensiuni mari sau chiar complexe, executate în fabrică, datorită faptului că

se reduc cheltuielile de asamblare, se reduce volumul de manoperă pe șantier, pot fi folosite rațional macaralele (ele sunt utilizate și la montarea elementelor la suprastructură) și se reduce durata de execuție ceea ce conduce la creșterea eficienței investițiilor [3].

1.2. Procedee și metode de industrializare a lucrărilor de fundații

Industrializarea lucrărilor de fundații cuprinde două mari categorii de lucrări:

- lucrări de pământ (săpături, sprijiniri, cofraje, epuismențe, umpluturi);
- lucrări pentru realizarea fundațiilor propriu-zise.

Pentru creșterea productivității muncii și pentru scurtarea duratei de execuție a lucrărilor de pământ se recomandă folosirea unor utilaje de mare randament, adecvate formei și dimensiunilor săpăturilor (fundațiilor), respectiv a umpluturilor precum și organizarea corespunzătoare a lucrărilor.

Creșterea productivității muncii realizată la lucrările de pământ depinde în principal de natura terenului de fundare și de nivelul apei freatică și mai puțin de felul fundației monolită sau prefabricată, tipizată sau netipizată. În general lucrările de pământ sunt caracterizate prin mișcarea unor mase mari de pământ, care necesită volum mare de manoperă și energie.

Creșterea gradului de industrializare a lucrărilor la infrastructură se poate obține în principal pe calea **realizării fundațiilor prin prefabricare**, proces prin care se transferă un volum mare de operații, de la șantier, în întreprinderile de prefabricate. De asemenea, **ștanțarea gropilor pentru fundații** reprezintă o altă soluție eficientă de sporire a gradului de industrializare a lucrărilor de infrastructură a construcțiilor.

1.2.1. Prefabricarea fundațiilor

Fundațiile prefabricate tind să reproducă sau să fragmenteze fundațiile clasice executate monolit (fundații izolate cu bloc și cuzinet-pahar sau fundații izolate cu talpă din beton armat cu/sau fără pahar pentru stâlpi și unele fundații continue pentru pereți).

Literatura de specialitate, semnaleză existența unui număr mare de soluții constructive prefabricate folosite mai ales în fosta U.R.S.S., ceea ce ilustrează extinderea dată acestei modalități de execuție, dar și dificultatea realizării unei unificări și tipizări a elementelor.

S-a observat că la fundații, industrializarea lucrărilor de execuție ridică probleme speciale dar și dificultăți în stabilirea unui număr restrâns de tipodimensiuni, deoarece în cazul fundațiilor apar condiții specifice diferite de

acelea care sunt la suprastructură. Acestea depind de problemele ce apar datorită **neuniformității terenului** de fundare și a indicilor de structură ai acestuia, cum ar fi: caracteristicile fizico-mecanice, stratificația, prezența apei freatică, terenurile dificile de fundare etc., pe de o parte, dar și de **problemele specifice infrastructurii** (diversitatea mare a fundațiilor, a încărcărilor și a structurilor construcțiilor), pe de altă parte.

În ultimul timp au fost prefabricate și alte tipuri de fundații, cum ar fi cele alcătuite din plăci curbe, care asigură o distribuție rațională a betonului și a armăturii, ceea ce conduce la obținerea unor indici economici superiori și a unei greutate reduse, creându-se astfel premise mai bune pentru realizarea unor prefabricate eficiente [27].

Analizând modul de execuție pe șantier a diverselor sisteme de construcții, apare evidentă o discordanță între gradul de industrializare pe care l-au căpătat lucrările de la suprastructură în raport cu modul de execuție a lucrărilor la infrastructură, respectiv a fundațiilor, la care în foarte puține cazuri s-a putut depăși faza de execuție monolită și în parte manuală.

Trecerea la execuția industrială a fundațiilor apare ca o necesitate pentru creșterea substanțială a productivității muncii și reducerea duratei de execuție a lor. Se impune astfel studierea unor concepții și soluții de fundare care să satisfacă cerințele actuale de industrializare a ciclului zero, în special prin prefabricare, soluții ce ar putea fi acceptate ușor de către constructor.

Importanța prefabricării crește în primul rând prin aceea că fundațiile prefabricate pot căpăta forme în care betonul și armătura sunt distribuite mai avantajos, fapt ce conduce la o reducere a consumurilor specifice, comparativ cu soluția monolită.

Soluțiile de fundare concepute trebuie să îndeplinească următoarele **cerințe de bază**:

- să fie integral prefabricate sau cel puțin elementele care prezintă dificultăți mai mari de execuție pe șantier, ca de exemplu, gulerele fundațiilor să fie prefabricate;
- să poată fi tipizate;
- să aibă o gamă largă de utilizare;
- manopera consumată pe șantier pentru montaj să fie foarte scăzută;
- volumul de transport să fie redus;
- greutatea proprie să fie mică, implicit consumuri reduse de materiale;
- cerințele de bază legate de structură, să fie corect îndeplinite;
- să prezinte rezistență, stabilitate, durabilitate și eficiență economică.

La cerințe de bază, trebuie adăugate o serie de **cerințe suplimentare** de alcătuire și tehnologie, din care se amintesc:

- să se asigure rezemarea intimă a elementului prefabricat pe terenul de fundare pentru a se asigura transmiterea eforturilor de la cele mai mici încărcări, fără a avea loc deplasări libere;

- să se asigure condiții pentru rezemarea directă a grinzilor pe stâlpi;
- să poată fi executate pe standuri cu flux continuu și linii tehnologice corespunzătoare;
- să poată fi depozitate pe suprafețe relativ reduse;
- să fie asigurate condiții tehnologice pentru transport și montaj (gabarite și greutate admise);
- asamblarea elementelor să se facă rapid, simplu fără să fie ridicate probleme deosebite în acest sens;
- să fie asigurate condiții de execuție mecanizată a gropilor de fundare (de introducere în teren a piloților, dacă este cazul);
- să fie asigurate condiții pentru montarea fără dificultate a stâlpilor [56].

Cu cât numărul cerințelor îndeplinite de o soluție de fundare realizată prin prefabricare va fi mai mare, cu atât șansele de a se impune în execuție vor crește [82].

Fundațiile prefabricate prezintă o serie de avantaje față de fundațiile monolite, și anume:

- permit folosirea aceluiași tipare metalice de un număr mare de ori pentru realizarea unor fundații de blocuri diferite;
- se reduce timpul de execuție al unei construcții datorită creșterii gradului de prefabricare și la lucrările de infrastructură (folosind fundațiile prefabricate 80...90 % din volumul de muncă se transferă în fabrică), șantierele transformându-se în unități de montaj și finisaj;
- prin utilizarea fundațiilor prefabricate se îmbunătățesc indici de utilizare a macaralelor de capacitate mijlocie, care au un grad înalt de manipulare și posibilități largi de deplasare în condiții de șantier;
- datorită eliminării cofrajelor și eșafodajelor se reduce consumul de material lemnos cu circa 80...90 % ;
- se reduce consumul de ciment și agregate printr-o gospodărire mai bună a lor în unitățile industriale și datorită unei repartizări mai raționale a betonului în elementele prefabricate;
- se asigură o activitate continuă în tot timpul anului la executarea lucrărilor de construcții;
- crește productivitatea muncii prin mecanizarea procesului tehnologic, atât în unitățile industriale și de prefabricare, cât și a operațiilor de montaj pe șantier.

În concluzie, se poate afirma că industrializarea fundațiilor prin prefabricare permite și reducerea prețului de cost, aspect ce apare astăzi evident la suprastructurile prefabricate [82].

Unificarea fundațiilor și universalitatea lor constituie baza tipizării și industrializării acestora, aspect ce permite reducerea considerabilă a numărului de tipodimensiuni de elemente din beton armat pentru fundațiile unei clădiri. Rezolvarea acestui aspect duce la apariția posibilității de a se fabrica

elementele diferitelor fundații independente de obiectul construcțiilor, în cantitate mare, fapt ce va permite utilizarea elementelor principale ale fundațiilor pentru încărcări și terenuri diferite. Este indicat ca, alături de mărimea dimensiunilor elementelor de fundații, rezultate în funcție de capacitatea de ridicare a macaralelor, de eficiența lucrărilor de montaj și de posibilitățile de transport a elementelor prefabricate să se urmărească o împărțire a fundațiilor în componente unificate, reciproc înlocuibile și ușor de manipulat.

În cadrul împărțirii raționale a fundațiilor în componente, se va urmări ca elementele cu dimensiuni mari să fie realizate din mai multe module, în funcție de capacitatea de ridicare a macaralelor de montaj. În acest caz există posibilitatea utilizării macaralelor cu capacitate de ridicare diferită, în funcție de posibilitățile constructorului.

1.2.2. Ștanțarea gropilor pentru fundații

Utilizarea ștanțării ca tehnologie de execuție a gropilor pentru fundații este rezultatul cercetărilor întreprinse în domeniul îmbunătățirii terenului de fundare. Primele studii privind realizarea gropilor pentru fundații folosind procedeul ștanțării prin batere cu un mai greu, având forma și dimensiunile infradosului fundației, au fost semnalate în fosta U.R.S.S. Prin acest procedeu a fost posibilă obținerea unei gropi de fundație având forma și dimensiunile maiului și a unei zone perimetrice de teren cu caracteristici fizico-mecanice superioare terenului natural. Inițial metoda a fost concepută pentru a fi utilizată în cazul pământurilor löesoide sensibile la umezire, ulterior fiind extinsă și la alte tipuri de terenuri dificile de fundare. Elaborarea unor instrucțiuni tehnice de proiectare și execuție s-a realizat în anul 1981 [106].

În România, utilizarea ștanțării, la realizarea gropilor pentru fundații, a început în anii 1980-1981 ca urmare a studiilor și cercetărilor întreprinse de colectivul de la Universitatea "Politehnica" din Timișoara - Departamentul de Inginerie Geotehnică și Căi de Comunicație Terestre. Inițial vibroștanțarea a fost folosită ca metodă de îmbunătățire generală sau locală a terenului de fundare, cu ploturi din materiale granulare, tehnologie inițiată de prof. dr. ing. M. Păunescu și de prof. dr. ing. M. Marin [47, 49, 82]. Acești autori au brevetat în anul 1983 procedeul de realizare a fundațiilor prin vibrație [82].

Tot în anul 1981 se utilizează pentru prima dată tehnologia ștanțării prin batere.

Ștanțarea gropii de fundație constă în faptul că, groapa de fundație nu se realizează prin săpare, ci se obține prin introducerea forțată în teren, prin vibrație sau batere, a unui mai având forma și dimensiunile infradosului fundației. În groapa astfel realizată se va introduce fundația prefabricată sau se va turna fundația monolită. Forma echipamentului de ștanțare (maiul) este tronconică sau trunchi de piramidă cu baza mare la partea superioară pentru a

mări efectul de îndesare al pământului, atât în cazul utilizării ștanțării prin batere cât și la ștanțarea prin vibropercuții și pentru a putea fi ușor de extras.

Ștanțarea gropii de fundație se execută fie prin batere cu un mai care cade liber de la o înălțime de 4 - 8 m, fie prin vibroștanțare în acest caz maiul fiind prins rigid de vibrogenerator iar pătrunderea lui în teren producându-se sub acțiunea vibropercuțiilor. În urma ștanțării gropii de fundație, în terenul din jurul acesteia, se produce o îndesare în adâncime și în lateral, astfel că în jurul fundației se formează o zonă de teren îndesat, **în limitele căruia cresc rezistențele mecanice și se îmbunătățesc proprietățile de deformabilitate ale terenului și ca urmare fundațiile realizate în gropi ștanțate pot transmite sarcini verticale și orizontale mari în condițiile unor dimensiuni reduse** [82].

Pentru a crește capacitatea portantă la încărcări verticale, orizontale și momente s-a trecut la mărirea zonei compactate a gropii prin realizarea la partea inferioară a fundației a unui bulb din material cu rezistențe mecanice superioare (piatră spartă, balast, etc).

Ștanțarea gropilor de fundație devine foarte avantajoasă în cazul utilizării ei la fundații amplasate pe terenuri cu capacitate portantă scăzută, în acest caz variantele clasice de fundare impunând o adâncime mare de fundare pentru fundațiile izolate sau realizarea unor radiere din beton armat.

Datorită faptului că în urma ștanțării gropii de fundație, nu doar sub fundație ci și în jurul pereților ei laterali înclinați, apare o zonă de pământ compactat, aceasta permite reducerea considerabilă a dimensiunilor fundațiilor realizate în astfel de gropi, ceea ce are ca rezultat reducerea substanțială a lucrărilor de săpătură și a consumului de beton și armătură, având ca rezultat direct reducerea prețului de cost al lucrărilor de fundații pe ansamblu.

1.3. Obiectul tezei de doctorat

Pornind de la dezideratul aplicării în practică a unor soluții de fundare eficiente din punct de vedere tehnico-economic, mai ales în condițiile unor terenuri slabe de fundare, care să permită și un grad sporit de industrializare, prezenta teză de doctorat are ca obiectiv principal, studiul unor fundații prefabricate realizate în gropi ștanțate.

În afara efectuării unei sinteze documentare privind soluțiile constructive și tehnologice de prefabricare a fundațiilor, respectiv diverse tipuri de fundații realizate în gropi ștanțate, inclusiv tehnologia de execuție a ștanțării, studiile teoretice și încercările experimentale întreprinse au avut ca obiectiv analiza și elucidarea unor aspecte teoretice și practice referitoare la:

- ipoteze și metode aplicabile la calculul capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate;

- aplicarea metodei elementelor finite la calculul capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate;
- modelarea pe calculator a conlucrării fundațiilor realizate în gropi ștanțate cu terenul din jur (tensiunile dezvoltate în teren, deformațiile produse, modul de cedare al terenului);
- efectul de îmbunătățire a terenului prin ștanțarea gropilor de fundare;
- influența formei fundațiilor prefabricate realizate în gropi ștanțate asupra capacității lor portante.

Cap. 2. SOLUȚII DE FUNDAȚII PREFABRICATE

Așa cum s-a menționat și în capitolul 1, ideea prefabricării fundațiilor este destul de veche, astfel că în timp au fost concepute numeroase soluții constructive de prefabricare a fundațiilor, însă nu toate s-au impus în practică. Aria cea mai largă de aplicabilitate în practică o au unele fundații prefabricate izolate sub stâlpi, precum și cele sub pereți portanți, realizați sub formă de panouri prefabricate.

2.1. Fundații prefabricate izolate sub stâlpi

Ținând seama de industrializarea lucrărilor de fundații și de modul în care se rezolvă transmiterea eforturilor la terenul de fundare, prefabricarea fundațiilor izolate pentru stâlpi (prefabricați), poate fi: prefabricare totală, caracteristică fundațiilor de tip monobloc (dintr-o singură bucată) sau a celor alcătuite din mai multe elemente asamblate prin diverse procedee (monolitizare, sudură etc.), sau prefabricare parțială.

2.1.1. Fundații prefabricate integral realizate dintr-un singur element

În faza inițială de aplicare a prefabricării la lucrările de fundații tendința a fost aceea de a prefabrica fundațiile clasice existente, rezultând fundații prefabricate de dimensiuni mari, ale căror dimensiuni trebuie limitate în funcție de gabaritul utilajelor de transport și manipulare cu care sunt dotate unitățile de construcții-montaj.

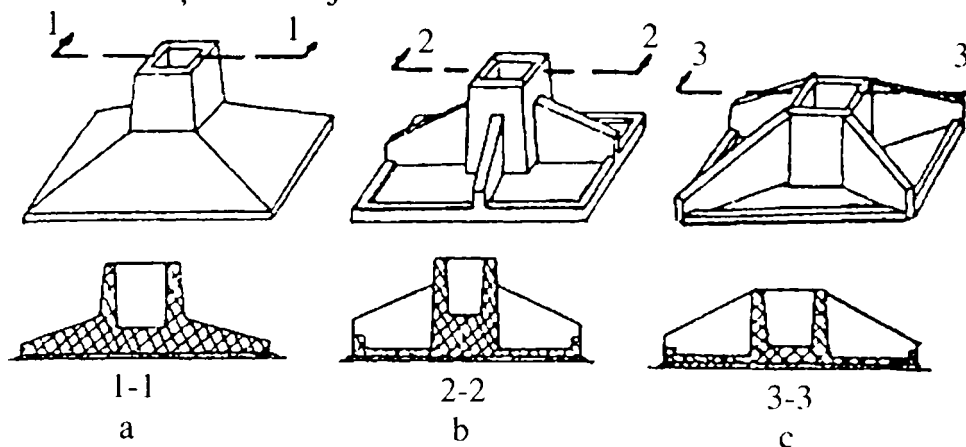


Fig. 2.1. Fundații prefabricate integral realizate dintr-o singură bucată:
a) - prefabricare prin păstrarea formei fundației monolite; b) - placă cu nervuri paralele cu axele principale; c) - placă cu nervuri dispuse după direcția diagonalelor.

Fundațiile prefabricate de tip monobloc pot fi amplasate pe terenuri rezistente și utilizate în general pentru stâlpi cu încărcări mici [56].

Prefabricarea fundațiilor clasice existente (fig.2.1a) nu prezintă avantajul unor reduceri de materiale semnificative, comparativ cu soluția monolită. În cazul în care placa de bază se realizează cu nervuri executate după direcția axelor principale ale fundației (fig.2.1b) sau după direcția diagonalelor (fig.1c), apare avantajul reducerii greutateii fundației și implicit reducerea consumului de beton și de armătură datorită unei distribuții mai raționale a materialului. La aplicarea acestei soluții de fundare trebuie să se țină seama de condițiile concrete de fundare și de solicitările date, iar aplicarea ei trebuie fondată pe un calcul economic riguros.

Tot ca fundații izolate realizate dintr-o singură bucată, se amintește posibilitatea de realizare a fundațiilor prefabricate având formă de elemente spațiale de tip clopot, de formă poliedrică, conică, PH, cu inel de bază eventual precomprimat; însă, aceste variante de fundații le vom analiza mai târziu.

Fundația prefabricată monobloc prezentată în figura 2.2 este folosită în Suedia și Germania și a fost obținută pe baza unui brevet de invenție suedez.

Această fundație poate fi folosită la realizarea construcțiilor definitive și la lucrări provizorii, ca de exemplu fundațiile demontabile pentru macarale [52]. Fundația se poate livra în două variante:

- S_{2000} - pentru încărcări verticale de maximum 700 kN și stâlpi având secțiunea maximă de 40 x 50 cm;
- S_{2400} - pentru încărcări verticale de maximum 1400 kN și stâlpi având secțiunea maximă de 50 x 50 cm [3].

În figura 2.3 se prezintă o fundație tip pahar prefabricat din beton armat, așezată pe pernă de nisip, închisă în interiorul unor inele prefabricat tot din beton armat. Această soluție s-a folosit pentru prima dată în Japonia și a fost adoptată ulterior și în fosta U.R.S.S.

Ea are o bună comportare la acțiuni seismice și permite obținerea unei capacități portante ridicate, în condiții de eficiență economică. Atunci când se utilizează o astfel de soluție de fundare trebuie avut grijă ca pe suprafața de rezemare a patului de nisip să nu apară întinderi [82].

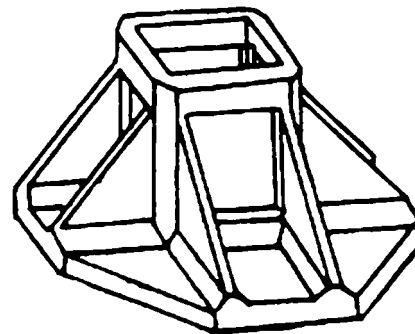


Fig. 2.2. Fundație monobloc (Suedia).

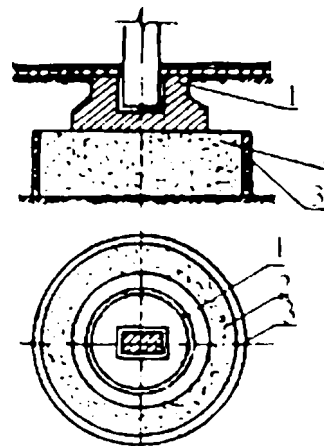


Fig. 2.3. Fundația de tip pahar prefabricat din beton armat așezată pe o pernă de nisip (Japonia).

2.1.2. Fundații prefabricate parțial

Datorită faptului că, fundațiile prefabricate izolate realizate dintr-o singură bucată au dimensiunile limitate de condițiile de manipulare, transport și montaj, există tendința de realizare în fabrică doar a paharului, element mai greu de realizat pe șantier, talpa fundației fiind realizată în variantă monolită.

2.1.2.1. Fundații cu guler respectiv pahar prefabricat și talpă monolită

La acest tip de fundație prefabricarea gulerului sau a întregului pahar, are avantajul că se poate face pe clase de solicitări, ceea ce înseamnă că se poate tipiza și aplica în condiții diferite de fundare, doar modificând corespunzător dimensiunile elementului și eventual armătura din tălpile monolite [56].

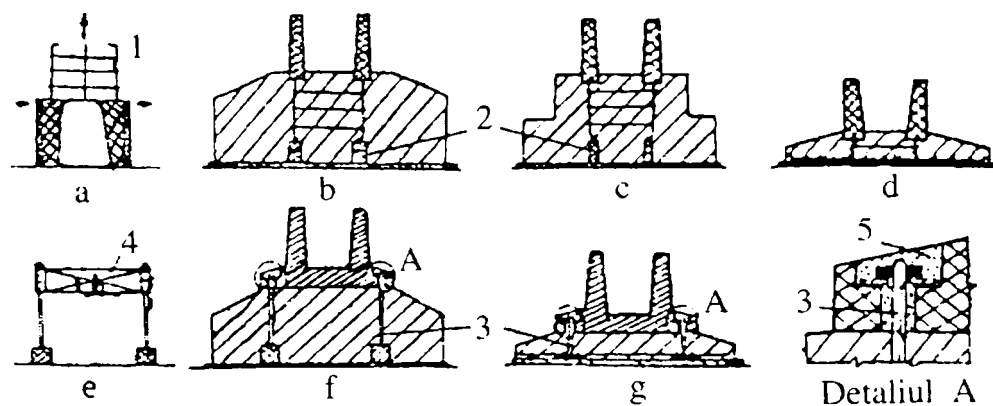


Fig. 2.4. Fundații cu guler respectiv pahar prefabricat și talpă monolită:

a - poziția de turnare a gulerului; b, c, d - tipuri de fundații cu guler prefabricat la care conlucrarea între guler și talpă se realizează cu ajutorul carcaselor metalice;

1 - carcase metalice; 2 - corpuri din beton pentru calare; e - montarea pe poziție a buloanelor; f, g - pahar prefabricat legat de talpă cu ajutorul buloanelor (detaliul A);

3 - buloane; 4 - cadru rigid de montaj; 5 - mortar de protecție.

Realizarea paharului se poate face în fabrică sau pe șantier prin turnarea betonului într-un cofraj metalic de inventar, poziția de turnare fiind inversă față de execuția monolită. De asemenea, forma adoptată pentru elementul prefabricat se alege astfel încât cofrarea și decofrarea să fie simplu de realizat (fig. 2.4 a). Există două soluții de realizare a îmbinării între talpa monolită și gulerul prefabricat astfel încât acestea să poată conlucra și anume:

- în prima variantă (fig. 2.4 b, c, d) conlucrarea se realizează prin intermediul unei carcase metalice montate special la gulerul prefabricat încă din faza de turnare. Trebuie avut grijă ca aceste carcase să fie suficient de rigide pentru a asigura stabilitatea și a păstra poziția

paharului în timpul turnării tălpii monolite;

- în cea de a doua variantă (fig. 2.4 f, g) paharul se toarnă tot dintr-o singură bucată și este prevăzut cu o talpă evazată prin care se obțin umerii necesari prinderii, cu ajutorul buloanelor de ancoraj, a paharului de blocul de fundare [56].

2.1.2.2. Fundații prefabricate sistem Giron

O soluție de fundare, asemănătoare cu cea ce s-a prezentat anterior, este fundația tip Giron (fig. 2.5) care s-a folosit în Columbia și alte țări sud-americane, fiind alcătuită din pahar prefabricat (1) și talpă monolită (2) [30].

Paharul prefabricat al acestei fundații, spre deosebire de cazurile prezentate anterior, este prevăzut cu fund și patru picioare care au rolul de a asigura rezemarea paharului pe stratul de beton de egalizare în timpul montajului. Și aici apar prezintă inconvenientul că trebuie turnat în poziție inversă față de aceea pe care o are în fundație.

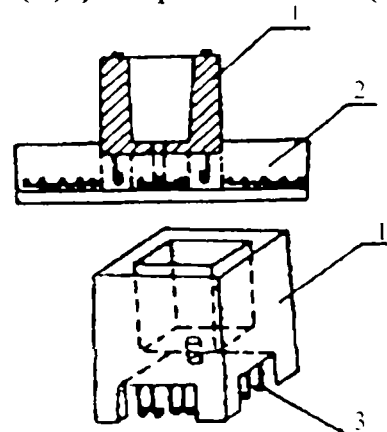


Fig. 2.5. Fundație sistem Giron (Columbia).

Pentru a asigura conlucrarea paharului cu talpa din beton armat, acesta este prevăzut și cu mustăți de ancoraj (3) care realizează încastrarea paharului în talpă.

2.1.2.3. Fundații cu bloc monolit și cuzinet - pahar prefabricat

În figura 2.6 se prezintă o altă variantă de realizare a unei fundații cu talpă monolită și guler prefabricat. În această variantă, fundația de tip pahar monolită, a fost înlocuită cu o fundație alcătuită dintr-un bloc din beton simplu (1), care se toarnă direct în săpătură și un guler prefabricat (2) ce se încastrează în blocul din beton simplu, conlucrarea între talpă și guler realizându-se prin monolitizare, în felul acesta realizându-se o fundație parțial prefabricată [30].

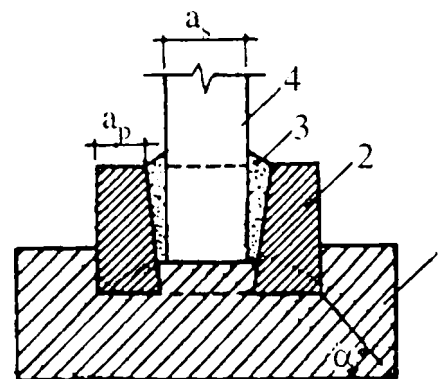


Fig. 2.6. Fundație cu bloc monolit și guler prefabricat.

2.1.3. Fundații alcătuite din două elemente prefabricate

Toate soluțiile prezentate în subcapitolul 2.1.2. au dezavantajul că necesită executarea unor lucrări din beton monolit, cu volum relativ mare, pe șantier. **Datorită acestui dezavantaj, tendința imediat următoare a fost de a fragmenta fundația în mai multe părți componente, ușor de manipulat și transportat, care ulterior să poată fi montate și monolitizate la locul de punere în operă.**

În etapa imediat următoare s-a trecut la realizarea în variantă prefabricată atât a paharului, cât și a tălpii. În figura 2.7 se prezintă două tipuri de pahare prefabricate și anume cu sau fără carcasă metalică de legătură (1, 1') și patru variante de realizare a tălpii prefabricate: talpă clasică (2), talpă tip predală (3), talpă nervurată pe direcția diagonalelor (4) și talpă nervurată pe direcția axelor principale (5). Asamblarea elementelor prefabricate se face prin monolitizare și carcase metalice de legătură [56].

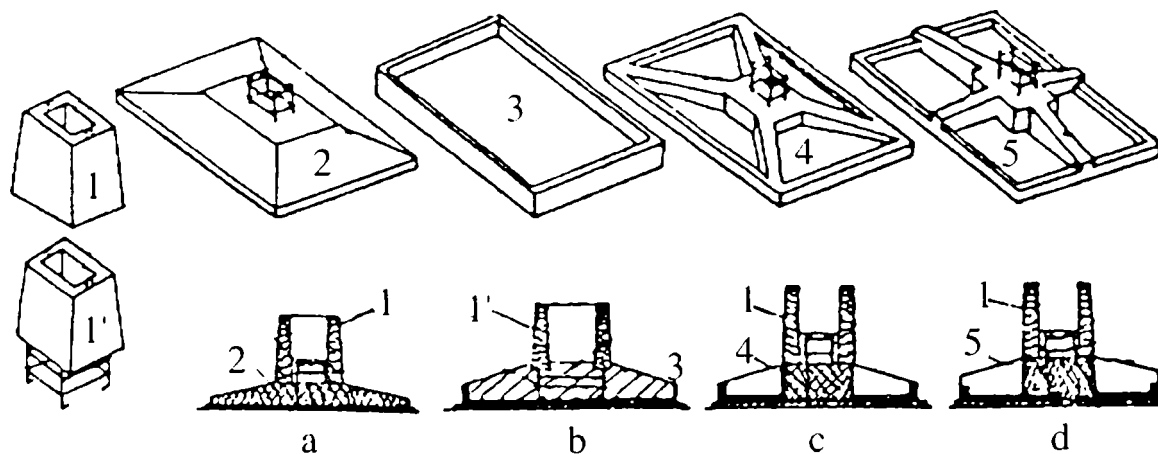


Fig. 2.7. Fundații alcătuite din două elemente prefabricate.

Dacă ținem seama de solicitările la care sunt supuse aceste fundații rezultă că, dacă talpa prefabricată este și nervurată și mai ales dacă nervurile sunt precomprimate, prefabricarea fundației pahar din două bucăți este avantajoasă.

În funcție de natura terenului de fundare și de solicitările la care este supusă fundația se poate folosi una din variantele prezentate în figura 2.7.

2.1.4. Fundații realizate din mai multe elemente prefabricate

Pentru a permite realizarea unor fundații prefabricate de dimensiuni mari, care să poată prelua încărcări mari de la stâlpi, dar a căror greutate să nu depășească capacitatea de ridicare și manevră a utilajelor existente, s-a trecut la utilizarea unor fundații alcătuite din mai multe elemente prefabricate având dimensiuni reduse și prin asamblarea cărora să rezulte fundația prefabricată.

Dezavantajul acestor fundații constă în faptul că între elementele prefabricate componente ale fundației sunt necesare legături care să restabilească monolitismul necesar.

2.1.4.1. Fundații alcătuite din blocuri prefabricate așezate pe mai multe rânduri suprapuse

La aceste fundații atât paharul cât și blocurile prefabricate cu goluri se realizează din beton armat, cu armătură dispusă constructiv.

Talpa acestor fundații este alcătuită din blocuri prefabricate cu goluri verticale așezate pe mai multe rânduri suprapuse (fig. 2.8) și se întâlnesc la clădirile industriale [82]. Golurile dintre elementele prefabricate ce compun fundația se suprapun pe verticală și se monolitizează cu beton.

Avantajele folosirii unei astfel de fundații sunt:

- economie de material și reducere a greutății datorită golurilor;
- suprafața de rezemare a unei astfel de fundații poate ajunge până la 11...12 m², la o greutate de 50 kN;
- pot fi folosite la solicitări excentrice;
- există posibilitatea rezemării grinzilor de fundații în orice sens direct pe pahar;
- tipizarea și posibilitate practic nelimitată de înțepere până la atingerea cotei de fundare.

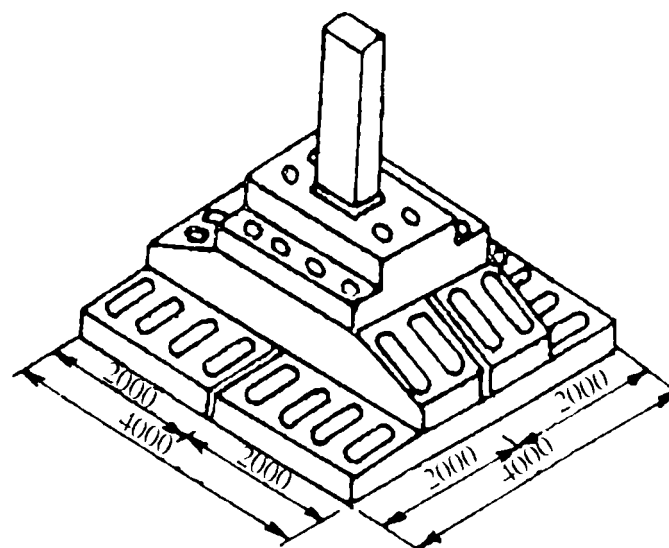


Fig. 2.8. Fundație prefabricată alcătuită din mai multe rânduri suprapuse.

2.1.4.2. Fundații prefabricate cu talpă din blocuri și cuzinet cu traverse

Fundația prefabricată prezentată în figura 2.9 este alcătuită din talpă și cuzinet realizate în variantă prefabricată. Talpa se compune din trei traverse cu goluri, iar peste aceste traverse se fixează cuzinetul care este tot un bloc traversă dar are unu dintr-o singură bucată și prevăzut cu nervuri de rigidizare care se dezvoltă în planul de acțiune al momentului [82].

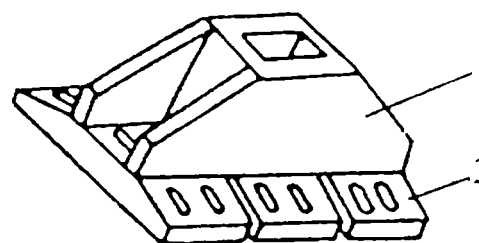


Fig. 2.9. Fundație prefabricată.

2.1.4.3. Fundații prefabricate alcătuite din blocuri ce se intersectează reciproc

În figura 2.10 se prezintă o fundație de tip pahar, realizată în variantă integral prefabricată, fiind alcătuită din mai multe elemente prefabricate: două blocuri ce se intersectează reciproc și care constituie elementele principale ale unei astfel de fundații realizând paharul prefabricat și două blocuri saltea identice, folosite la realizarea tălpii fundației (fig. 2.10). În funcție de valoarea încărcărilor transmise de fundație și a capacității portante a terenului de fundare, blocurile saltea identice permit modificarea dimensiunilor tălpii fundației [82].

Primul element principal, blocul-pahar, are rolul de a asigura îmbinarea rigidă a stâlpului în fundație și de a prelua încărcarea de la stâlp pentru a o transmite blocului de rezemare cu chertare (al doilea element principal) și celor două blocuri saltea identice, ce contribuie la realizarea tălpii unei astfel de fundații.

Blocul de rezemare cu chertare asigură stabilitatea blocului-pahar și preia încărcarea care îi revine de la acesta transmițând-o terenului de fundare, cu scopul a reduce solicitările verticale ce revin blocurilor saltea astfel încât acestea să poată prelua momentul ce acționează pe direcția axei longitudinale. Blocul de rezemare cu chertare este astfel realizat încât poate servi și ca reazem pentru grinzile de fundație.

Elementele componente ale fundației se montează pe un strat din mortar de ciment, pus peste betonul de egalizare din groapa de fundație. Principalele avantaje ale acestui tip de fundație prefabricată sunt:

- suprafața plăcii de fundație se poate modifica în limita (7...12 m²) pentru aceleași elemente principale ale fundației;
- 85...90 % din cheltuielile pentru realizarea fundațiilor pot fi transferate în uzinele de prefabricate datorită unificării dimensiunilor;
- modularea dimensiunilor tălpii fundației duce la reducerea numărului de tipodimensiuni și la posibilitatea ca pentru toate fundațiile unei clădiri industriale să se prevadă doar 2 sau 3 tipodimensiuni pentru blocurile pahar.

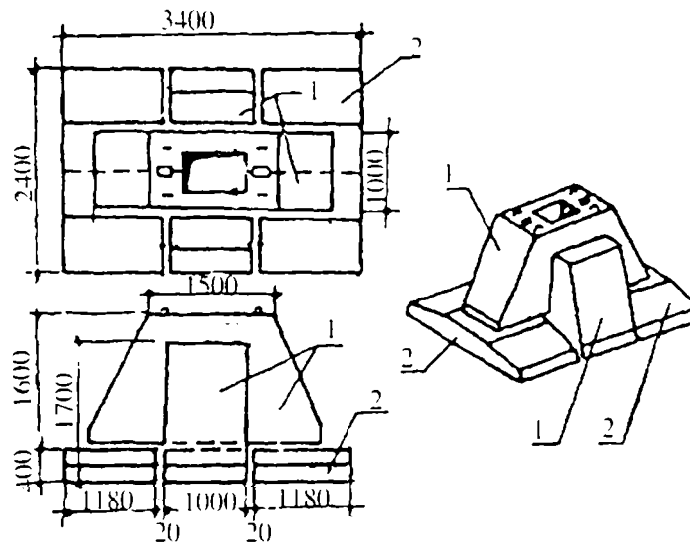


Fig. 2.10. Fundație prefabricată alcătuită din două blocuri principale și două blocuri saltea identice:
1 - blocuri principale; 2 - blocuri saltea.

În figura 2.11 se prezintă o variantă de realizare a fundațiilor pentru stâlpi gemeni, și se poate observa că spre deosebire de cazul anterior în acest caz blocul-pahar...
goluri pentru stâlpi.

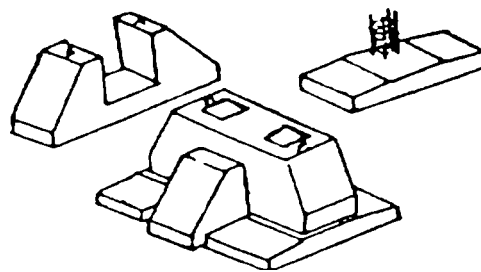


Fig. 2.11. Fundație pentru stâlpi gemeni.

Pentru a reduce și mai mult greutatea elementelor componente ale fundației, aceasta are blocul-pahar alcătuit din două plăci verticale ce se intersectează cu blocul de rezemare cu chertare și două blocuri saltea identice (fig. 2.12). În cazul fundației pentru stâlpi gemeni blocul-pahar al fundației este alcătuit din două plăci verticale ce se intersectează reciproc cu două plăci în formă de U și din trei blocuri de talpă (fig. 2.13). Aceste plăci verticale se vor asambla pe șantier prin sudură cu eclise [56].

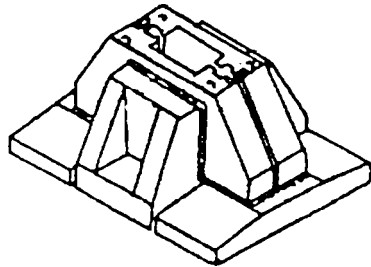


Fig. 2.12. Fundație pentru un singur stâlp.

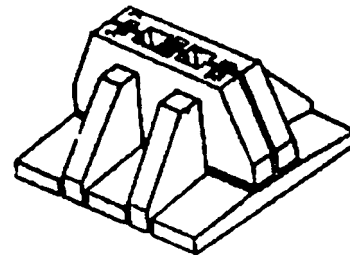


Fig. 2.13. Fundație pentru stâlpi gemeni.

2.1.4.4. Fundații tip dublu T

Colectivul de fundații de la Universitatea Tehnică din Cluj-Napoca [93] a realizat un nou tip de fundație prefabricată parțial înlocuind paharul prefabricat cu un stâlp evazat la bază și cu un pahar liniar independent, care reazemă pe un bloc din beton simplu. Stâlpul este evazat la bază cu două console scurte dezvoltate în direcția laturii mari a secțiunii stâlpului, care au formă de T întors.

Fundația astfel realizată (fig. 2.14) este compusă din:

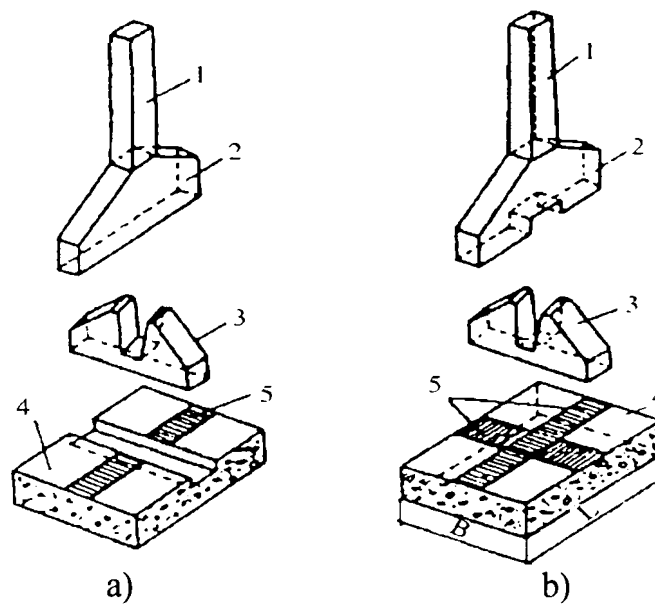


Fig. 2.14. Fundație prefabricată tip dublu T: a și b - variante de montaj: 1 - stâlp; 2 - traversă; 3 - pahar liniar; 4 - bloc din beton simplu; 5 - mortar de legătură.

- traversa 2, care face corp comun cu stâlpul 1, realizându-se simultan;
- paharul liniar 3, prefabricat ca element independent;
- blocul 4 din beton simplu, care face legătura cu terenul și care se toarnă direct în săpătură.

Sub aspect tehnologic și de montaj, fundația poate fi realizată în două variante (fig. 2.14 a, fig. 2.14 b).

Avantajele acestui tip de fundație comparativ cu fundația pahar sunt:

- scade consumul de materiale (ciment, oțel, agregate, material lemnos folosit la cofraje);
- stâlpul evazat la bază și paharul liniar, fiind realizate prefabricat, elimină lucrările de armare și betonare ce ar trebui realizate pe șantier;
- se reduce durata de execuție și în consecință manopera pe șantier;
- se pretează la industrializarea prin prefabricare și la tipizarea fundațiilor.

2.1.4.5. Fundații din blocuri prefabricate pentru talpă și cuzinet

În figura 2.15 este prezentată o soluție de fundare utilizată în fosta U.R.S.S. atât pentru stâlpi simpli care suportă sarcini până la 4 000 kN (fig. 2.15 a), cât și pentru stâlpii dubli de la rosturi de dilatație (fig. 2.15 b).

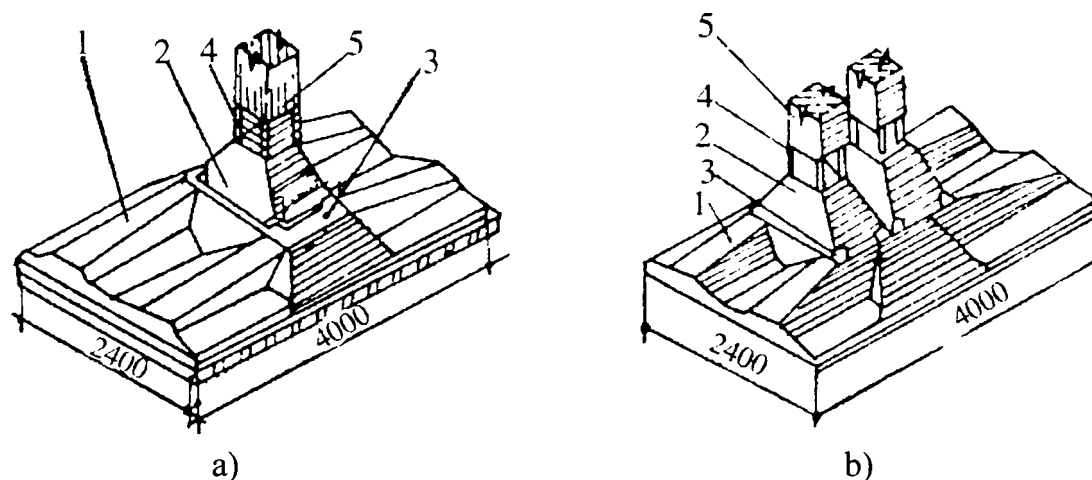


Fig. 2.15. Schema fundației din blocuri prefabricate pentru stâlpi de 4 000 kN sarcină verticală: a - pentru un singur stâlp; b - pentru stâlpi cuplați la rost; 1 - blocul tălpii fundației; 2 - cuzinet; 3 - piese metalice înglobate; 4 - mustăți; 5 - stâlpul.

Aceste fundații de dimensiuni mari sunt realizate din beton de calitate superioară, fiind armate cu carcasse sudate și având greutatea maximă de 80 kN. Blocurile tălpii de fundație se așează pe un pat din beton de 15 cm grosime iar pe ele se montează cuzineții pe un strat din mortar de 2 cm grosime. Fixarea cuzineților de blocul tălpii de fundație se face prin sudarea unor piese metalice înglobate în cele 2 elemente [52, 82].

În cazul în care stâlpii trebuie să transmită încărcări mari (până la 7000 - 8000 kN și momente până la 3 000 kN·m pe stâlp) se folosește fundația din fig. 2.16. În acest caz pe blocurile de fundație nervurate se fixează un cuzinet având 90 cm lățime, 120 cm înălțime și 400 cm lungime, îmbinarea între cele două elemente făcându-se prin sudarea pieselor metalice de legătură.

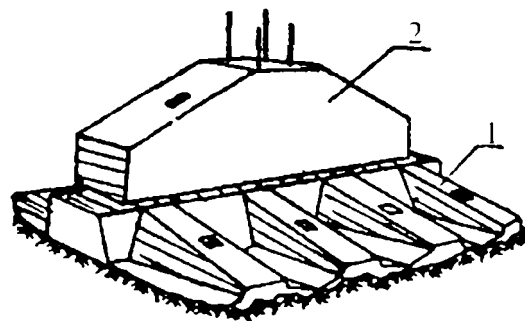


Fig. 2.16. Fundație prefabricată pentru stâlpi de 7000 - 8000 kN sarcină verticală:
1- bloc pentru fundație; 2 - cuzinet prefabricat.

2.1.5. Fundații prefabricate spațiale pentru structuri în cadre sistem CANSPA

Soluția de fundare prezentată în figura 2.17 poate fi utilizată la structurile în cadre sistem CANSPA fiind elaborată și studiată de un colectiv de la Catedra de Fundații a Universității Tehnice "Gheorghe Asachi" din Iași [3].

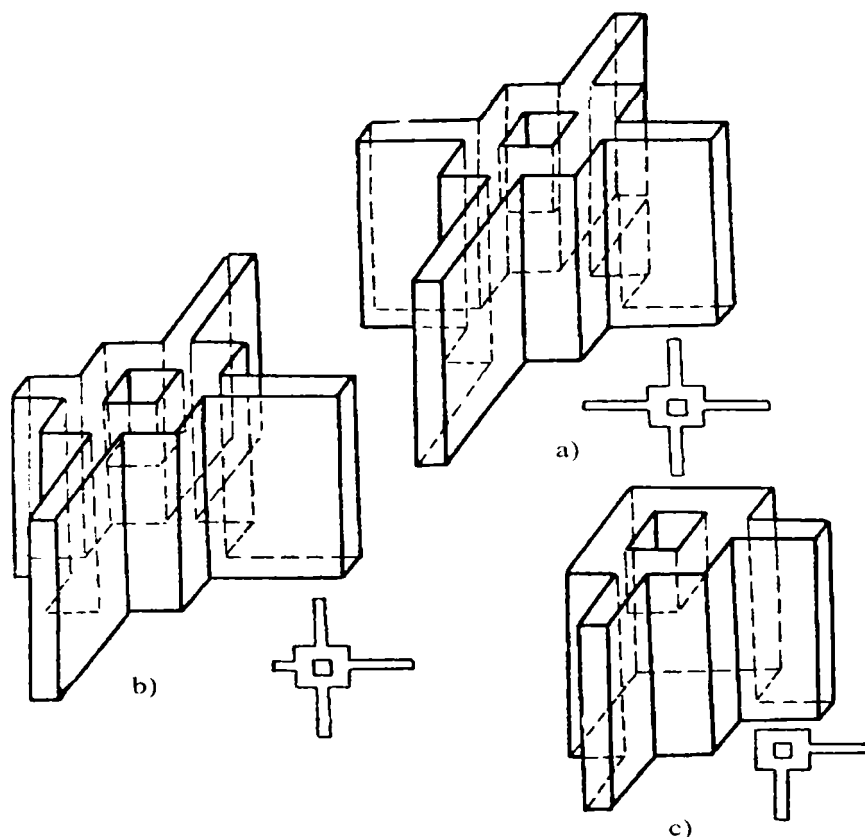


Fig. 2.17. Elementele spațiale prefabricate cu aripi (CANSPA):
a - element central; b - element de margine; c - element de colț.

Această fundație este alcătuită dintr-un bloc pahar din beton armat prefabricat (fig. 2.17) în care sunt încastrate patru aripi în cazul elementelor centrale (fig. 2.17 a) sau marginale (fig. 2.17 b) și trei aripi în cazul elementului de colț (fig. 2.17 c).

Aripile pot avea formă dreptunghiulară sau triunghiulară plină sau cu goluri. Prin diverse combinații de aripi și forme au rezultat 14 variante [3], ce se pot aplica cu rezultate foarte bune la construcții civile cu S+P+4E, industriale, agrozootehnice și social - culturale fiind foarte avantajoase în comparație cu alte tipuri de fundații monolite și chiar prefabricate datorită neîngropării elementelor în pământ și fructificării maxime a energiei depuse pentru rezolvarea acestora.

Blocul pahar cu aripi încastrate reazemă prin intermediul unui strat din mortar pe blocuri de fundație de forma L, T, X, (fig. 2.17), ce se dimensionează ca elemente rigide din beton simplu, în funcție de capacitatea portantă a terenului de fundare. Este necesar să se verifice și efectul de strivire al blocului monolit cauzat de elementul prefabricat așezat deasupra lui.

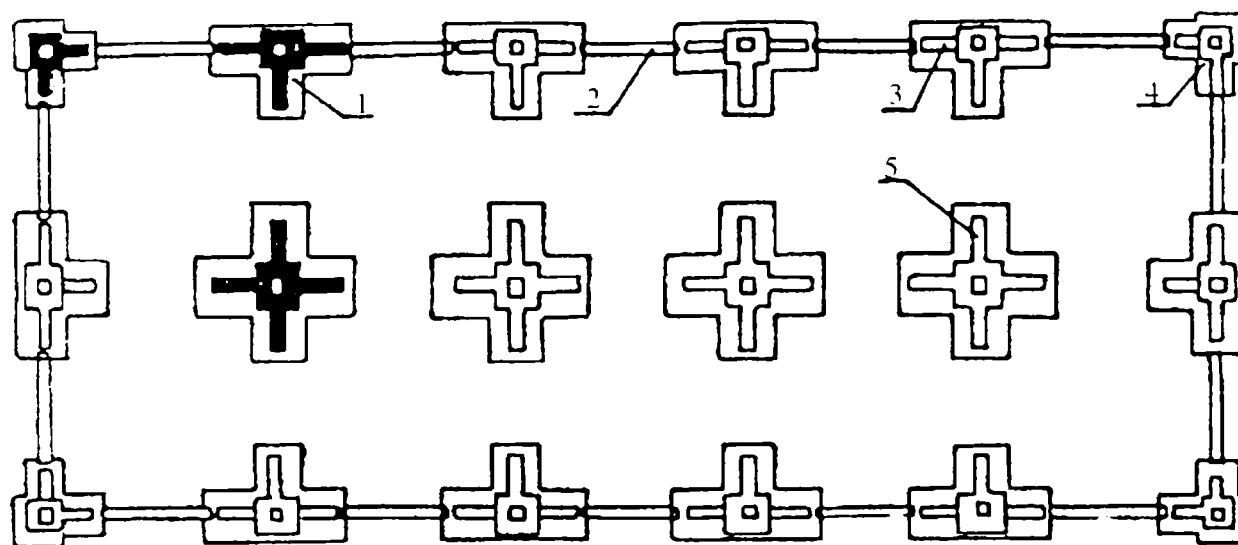


Fig. 2.18. Planul de montaj a elementelor prefabricate: 1 - bloc de fundație din beton simplu; 2 - panou de închidere; 3 - element marginal prefabricat; 4 - element de colț prefabricat; 5 - element central prefabricat.

2.2. Fundații prefabricate izolate alcătuite din plăci curbe subțiri

Plăcile curbe subțiri se utilizează în lucrările de construcții la realizarea unor acoperișuri pentru construcții civile și industriale, conducte pentru gaz, rezervoare pentru lichide și gaze, castele de apă, turnuri de răcire, baraje în arc, etc. Elementele geometrice caracteristice plăcilor curbe subțiri sunt suprafața mediană și grosimea plăcii, care este mult mai mică comparativ cu celelalte dimensiuni ale plăcii [39].

În funcție de forma suprafeței mediane, plăcile curbe subțiri, se clasifică în două categorii și anume: plăci curbe subțiri cu simplă curbură (fig. 2.19 a) și cu dublă curbură (fig. 2.19 b). Suprafețele mediane ale plăcilor curbe subțiri utilizate mai des în construcții pot fi clasificate în: suprafețe de rotație (fig. 2.19 c, d, e, f, g, h), cilindrice (fig. 2.19 i) și riglate (fig. 2.19 j).

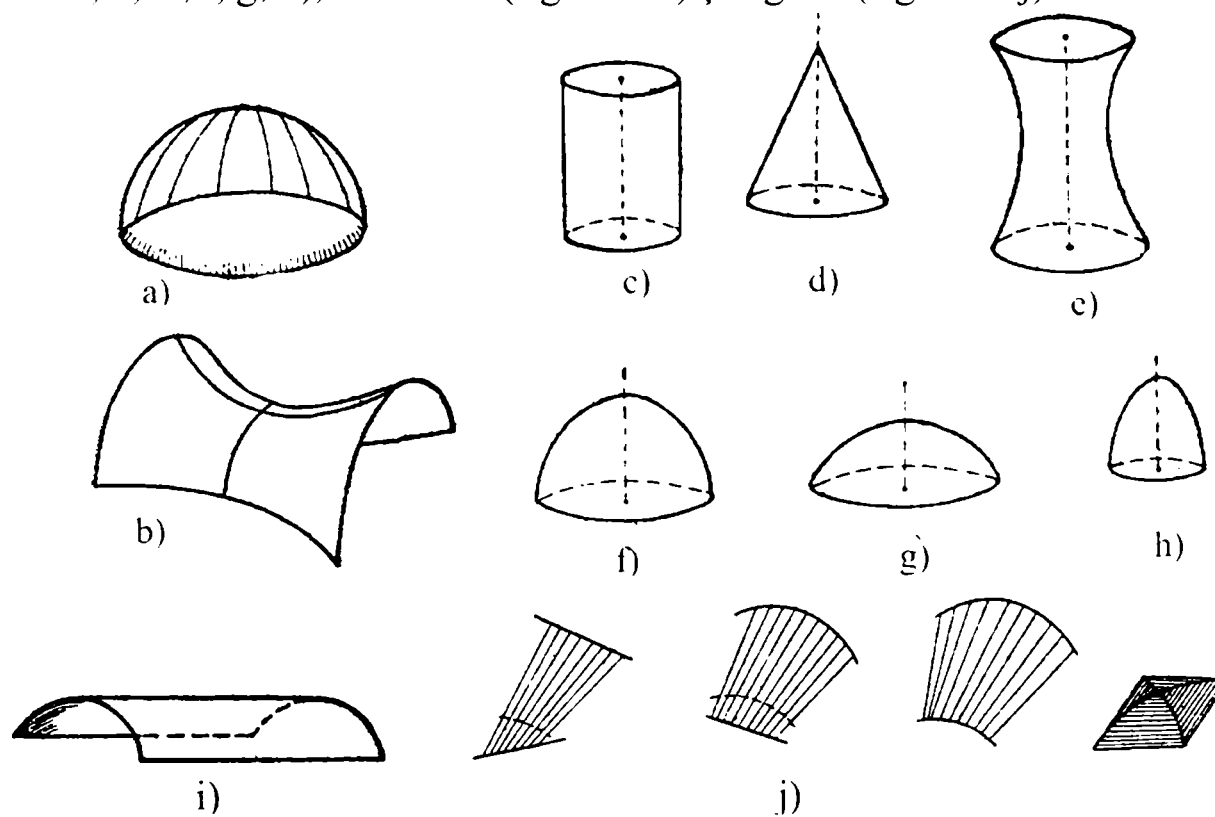


Fig. 2.19. Plăci curbe subțiri: a - cu simplă curbură, b - cu dublă curbură, c - cilindru circular drept, d - con, e - hiperboloid de rotație, f - cupola sferică, g - cupolă eliptică, h - cupolă parabolică, i - suprafețe cilindrice, j - suprafețe riglate.

Studiile teoretice și experimentale efectuate în țară și în străinătate au urmărit posibilitatea utilizării acestor plăci curbe subțiri și la realizarea unor lucrări de fundații, având drept scop reducerea costurilor necesare la executarea unei construcții prin diminuarea consumului de materiale utilizate la executarea fundațiilor.

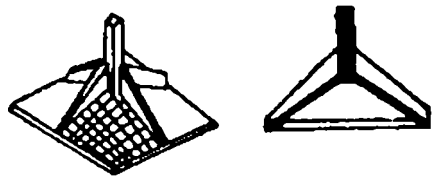
În general, fundațiile clasice sunt elemente masive pentru realizarea cărora este necesar un volum mare de materiale, de aceea înlocuirea lor cu fundații alcătuite din plăci curbe subțiri aduce numeroase avantaje, dintre care se amintesc:

- se reduce greutatea proprie a fundației ceea ce implică și un consum de materiale mai redus;
- prin realizarea așa numitei stări de membrană betonul și oțelul, care compun structura de rezistență, pot fi solicitate la limita capacității lor portante;
- masivitatea fundației se realizează prin umplerea structurii de rezistență (ușoară) cu material ieftin (beton de marcă inferioară, balast, pământ).
- se pot folosi în cazul terenurilor slabe de fundare dacă sunt introduse în

gropi realizate folosind procedeul ștanțării.

Datorită faptului că fundațiile, ca elemente de reazem, sunt solícitate în special la eforturi de compresiune, este rațională folosirea plăcilor curbe subțiri ca elemente de fundații [82].

În figura 2.20 a și b se prezintă o serie de soluții pentru fundații izolate realizate sub formă de plăci curbe subțiri prin prefabricare sau din beton armat monolit, utilizate în diverse țări ale lumii (India, Germania, Ungaria, Austria, România, Cehoslovacia, S.U.A., Mexic, fosta U.R.S.S. etc.).



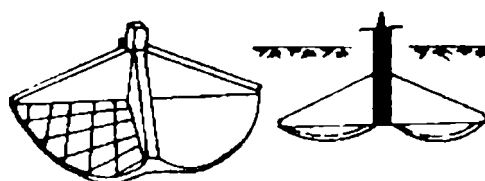
Fundație izolată din paraboloidi hiperbolici din beton armat monolit sau prefabricat (India).



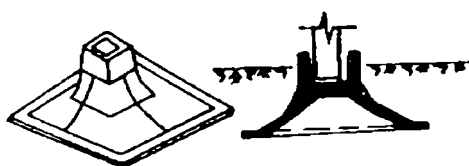
Fundație din placă subțire de rotație parabolică cu inel de reazem (Cehoslovacia).



Fundație din placă conică cu inel de reazem (Germania, Austria).



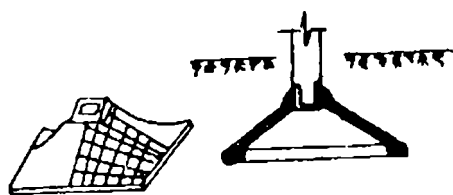
Fundație izolată din paraboloidi hiperbolic din beton armat monolit sau prefabricat (Ungaria).



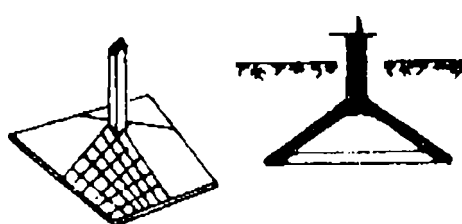
Fundație izolată din paraboloidi hiperbolici pentru stâlpi prefabricați (fosta U.R.S.S.).



Fundație din placă subțire de rotație (Ungaria).



Fundație izolată din paraboloidi hiperbolici nervuri perimetrice precomprimate (România).



Fundație izolată realizată din paraboloidi hiperbolici cu nervuri de contur (S.U.A., Mexic, India).

Fig. 2.20. a Fundații izolate din plăci curbe subțiri.



Fundație din placă conică cu inel de reazem cu talpă orizontală (Cehoslovacia).



Fundație izolată din placă subțire conică cu bloc de rezemare (Franța).



Fundație din hipari intersectați rezemați pe nervuri (India).



Fundație din ansamblu de plăci conice cu placă de reazem (Germania).



Fundație izolată din placă subțire cilindrică având formă de obelisc cu dimensiuni reduse (Japonia).



Fundație izolată din placă subțire conică întoarsă (Ungaria).



Fundație izolată din placă conică subțire pentru stâlpi prefabricați (fosta U.R.S.S.).



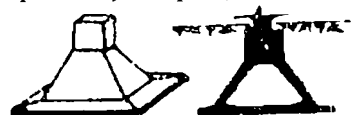
Fundație din placă conică cu inel de reazem cu talpa înclinată (Germania).



Fundație izolată din placă conică subțire cu pahar și talpă (fosta U.R.S.S.).



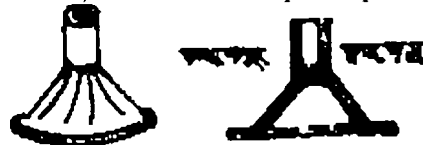
Fundație din hiperboloizi cu goluri și inel de rezemare (fosta U.R.S.S.).



Fundație izolată din plăci poliedrice.



Fundație din placă subțire semisferică (Franța).



Fundație izolată din placă subțire de rotație compusă (Cehoslovacia).

Fig. 2.20. b Fundații izolate din plăci curbe subțiri.

2.2.1. Fundații izolate alcătuite din plăci curbe conice

Fundațiile izolate din plăci curbe conice se folosesc cel mai eficient în cazul solicitărilor centrice și se pot realiza din beton armat turnat monolit sau din elemente prefabricate. Placa conică poate fi așezată cu vârful în sus sau în jos. Forma conică și volumul umpluturii din interior (balast sau nisip stabilizat, beton slab etc.), asigură o stabilitate sporită întregii construcții. Din cauza formei lor, la solicitări centrice, în plăcile curbe conice apar eforturi de compresiune, de unde apare evidentă folosirea lor la realizarea fundațiilor.

În România cercetări teoretice și experimentale privind utilizarea plăcilor curbe conice au fost efectuate în cadrul unor studii și lucrări de doctorat [28, 44, 64, 91]. În lucrarea sa de doctorat, dr. ing. FOSTI V. [28], prezintă câteva soluții de utilizare a plăcilor curbe subțiri la lucrările de fundații și analizează metodele de calcul ale plăcilor curbe conice.

Fundațiile realizate din plăci curbe conice prezintă următoarele avantaje:

- distribuția favorabilă a eforturilor în teren ;
- consumul redus de armătură și beton;
- micșorarea sau eliminarea lucrărilor de cofrare.

Dacă placa conică este așezată cu vârful în sus (fig. 2.21 a) în placă apar eforturi circulare de întindere respectiv radiale de compresiune.

Așezarea fundațiilor cu vârful în sus este avantajoasă dacă ținem seama de distribuția eforturilor în terenul de fundare și de posibilitatea de îndesare a pământului care ocupă spațiul din interiorul fundației sau care intră în componența zonei active a fundației.

Armarea fundațiilor din plăci conice cu vârful în sus se face cu armături de

rezistență dispuse circular având rolul de a prelua eforturile de întindere N_{θ} , respectiv cu armături constructive dispuse radial, deoarece eforturile (N_s) după direcția generatoarei sunt preponderent de compresiune.

La folosirea practică a unor astfel de fundații s-a realizat, la partea inferioară a plăcii conice, un inel de rigidizare care este capabil să preia eforturile circulare maxime de întindere N_{θ} .

La așezarea plăcii conice cu vârful în jos (fig. 2.21 b) eforturile inelare

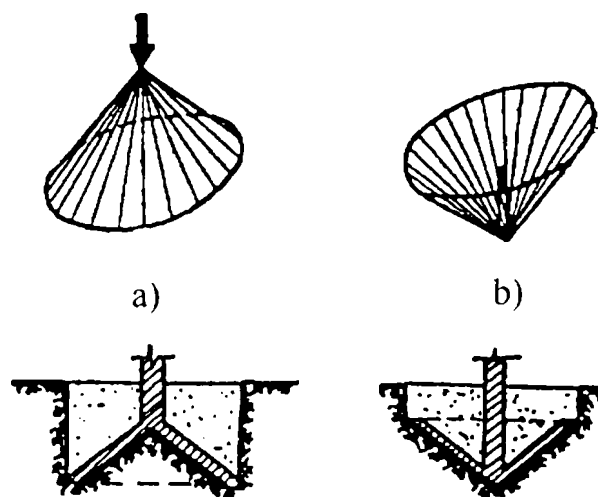


Fig. 2.21. Fundații din plăci conice:
a - cu vârful în sus; b - cu vârful în jos.

N_θ devin de compresiune, iar cele radiale N_s de întindere (în cazul solicitării centrice cu o forță concentrată).

Armarea fundațiilor conice cu vârful în jos, când încărcarea este concentrată în axul acestuia, se realizează cu armături constructive dispuse circular și armături de rezistență dispuse radial, după direcția generatoarei, ce se determină prin calcul ținând seama că eforturile maxime de întindere radiale apar la partea inferioară, în vecinătatea stâlpului.

Calculul fundațiilor din plăci curbe se face, în general, adoptând următoarele ipoteze de calcul:

- încărcarea exterioară (sarcină verticală sau moment), ce acționează asupra fundației, se consideră concentrată în vârful conului;
- presiunile de contact (reacțiunile) pe suprafața interioară a fundațiilor sunt constante sau variază liniar în funcție de rigiditatea relativă a fundației și a terenului de fundare.

În figura 2.22 sunt prezentate distribuțiile presiunilor de contact:

a - distribuția presiunilor poate fi constantă, dacă cele două elemente au rigidități sensibile egale, iar ca exemplu sunt fundațiile încărcate cu sarcini relativ mici situate pe teren rezistent;

b - distribuția presiunilor poate avea o variație liniară cu concentrări în zonele marginale atunci când rigiditatea plăcii este mai mare decât cea a terenului, situație ce poate să apară în cazul fundațiilor supuse la solicitări mari așezate pe terenuri moi saturate (apare mai ales în fazele inițiale, la un grad mic de consolidare);

c - distribuția presiunilor poate avea o variație liniară cu concentrări în zona centrală, când rigiditatea plăcii subțiri este mai mică decât cea a terenului de fundare (cazul fundațiilor puțin încărcate situate pe terenuri foarte tari);

La acest tip de fundații se consideră că zona (de la vârful conului) de concentrare a eforturilor și de perturbare a stării de membrană este în toate cazurile cu rigiditate sporită, din considerente constructive.

Fundațiile realizate din plăci curbe conice cu vârful în jos pot fi utilizate la fundarea antenelor posturilor de radio sau televiziune [82].

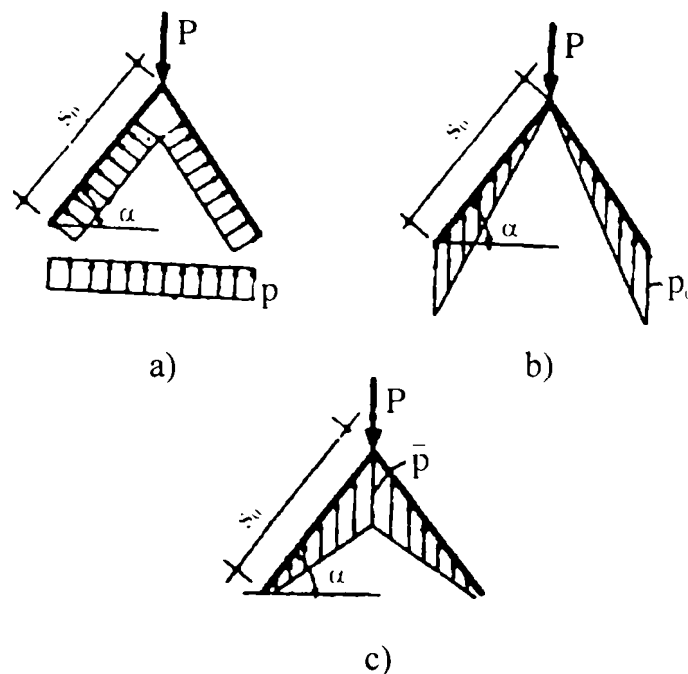


Fig. 2.22. Distribuția presiunilor de contact pe suprafața interioară a fundațiilor.

2.2.2. Fundații izolate alcătuite din elemente spațiale sub formă de clopot având inelul de bază precomprimat

Acest tip de fundații prefabricate izolate se realizează dintr-o singură bucată având formă de element spațial - clopot, cu inel de bază precomprimat (cu armatură preîntinsă sau postîntinsă) și sunt folosite pe terenuri de fundare cu capacitatea portantă redusă.

Avantajele folosirii acestui tip de fundație sunt:

- reducerea cantității de beton din fundații pentru a asigura în special reducerea greutății proprii;
- dispunerea mai rațională a betonului, pentru sporirea rezistenței la transport, manipulare și depozitare;
- introducerea unor tensiuni inițiale în vederea utilizării în cele mai avantajoase condiții a formei sistemelor spațiale [3].

La această fundație forma de clopot permite obținerea reducerii deformației terenului sub efectul aceluiași încărcări (în raport cu alte forme) și prin transmiterea avantajoasă la teren a componentei orizontale. Folosirea acestor fundații conduce la avantaje maxime pe terenuri slabe cu coeziune redusă.

Ca elemente spațiale pentru acest tip de fundații s-au folosit paraboloidul hiperbolic (PH), sistemul poliedric, hiperboloidul de revoluție și conul drept.

Fundațiile de tip poliedric sunt alcătuite din elemente plane legate monolit în dreptul muchiilor.

Fundațiile de tip PH (fig. 2.23), realizate la Universitatea Tehnică „Gheorghe Asachi” din Iași, sunt alcătuite din patru hiperboloizi dispuși simetric, care asigură condiții avantajoase pentru execuție (dispunerea cofrajelor și a armăturii). Ambele tipuri de fundații sunt prevăzute la partea inferioară cu inel precomprimat realizat cu armatură preîntinsă [57, 82].

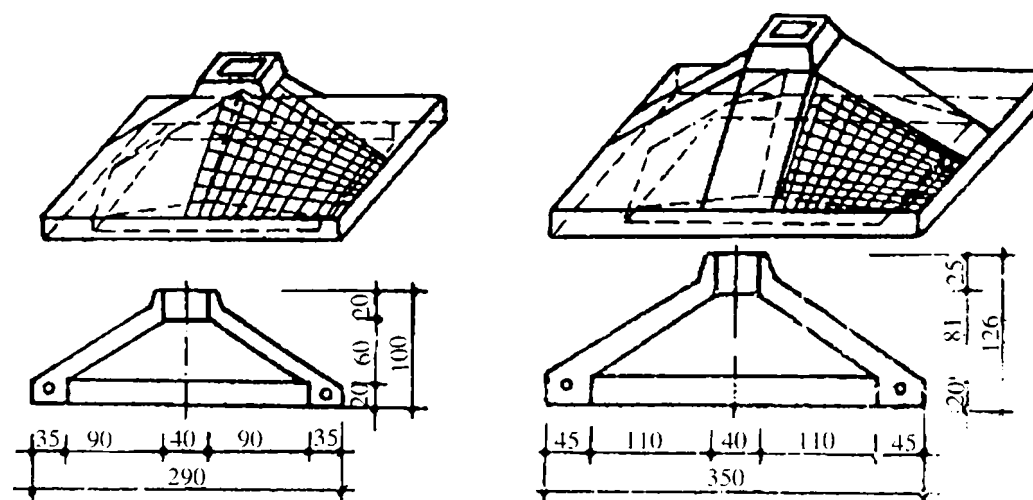


Fig. 2.23. Fundații tip Hipar cu inel de bază precomprimat.

La fundațiile de tipul hiperboloidului de revoluție sau a hiperboloidului parabolic precomprimarea se realizează cu armătură postîntinsă dispusă după generatoarele rectilinii.

Pentru realizarea legăturii dintre stâlpul prefabricat și fundație, aceasta este prevăzută la partea superioară cu un guler din beton armat.

Pentru a obține o rezemare continuă pe teren a unei astfel de fundație se poate proceda astfel:

- terenul se sapă după forma infradosului fundației, se montează fundația și se injectează mortar (fig. 2.24 a),
- se sapă în teren o groapă cu fund orizontal, se montează fundația și se umple golul cu nisip îndesat prin vibrație (fig. 2.24 b, c, d)
- se sapă o groapă cu fund orizontal în care se montează fundația pe o placă de bază (fig. 2.24 e).

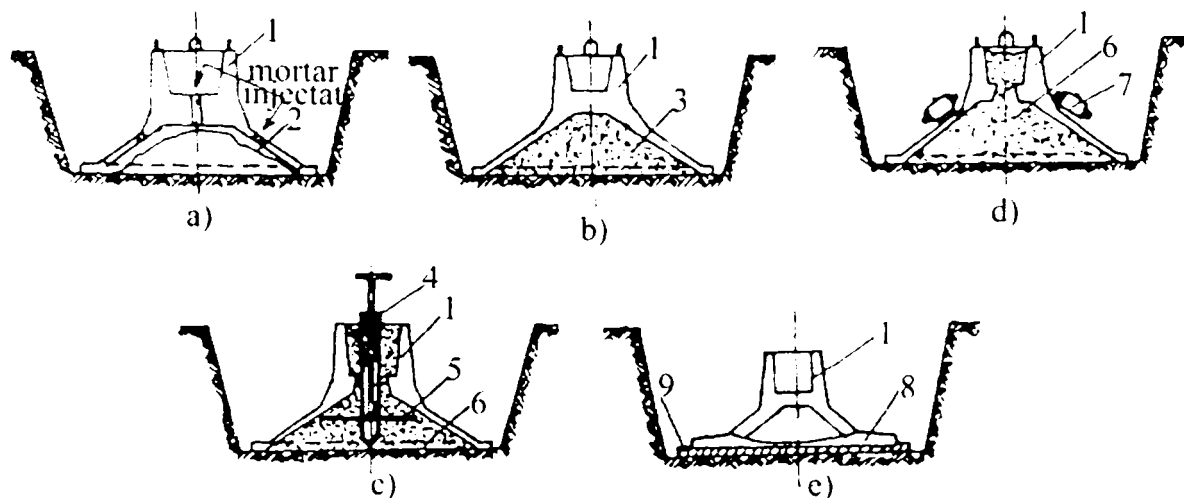


Fig. 2.24. Soluții pentru realizarea contactului între fundație-teren: 1 - fundație prefabricată din plăci subțiri; 2 - mortar injectat; 3 - material de umplură din beton ușor; 4 - vibrator; 5 - palete vibrator; 6 - nisip îndesat prin vibrație; 7- vibratoare montate pe fundație; 8 - placă de bază; 9 - mortar de egalizare.

2.2.3. Fundație prefabricată izolată compusă dintr-o placă și clopot

Această fundație este compusă din două elemente de beton armat: placă conică prevăzută cu pahar pentru încastrarea stâlpului și o placă de bază cu înălțime variabilă (fig. 2.25). Placa subțire având formă de clopot se armează cu carcasa de armătură iar placa de bază se armează cu plase.

Existența plăcii de bază la partea inferioară a fundației simplifică operațiile de săpare și permite un grad sporit de modulară în vederea tipizării.

Paharul este realizat din beton armat, evazat la partea de jos cu o pânză conică. Placa de bază poate fi realizată dintr-o singură bucată sau din două bucăți, care se îmbină la montaj în groapa de fundație [3, 52].

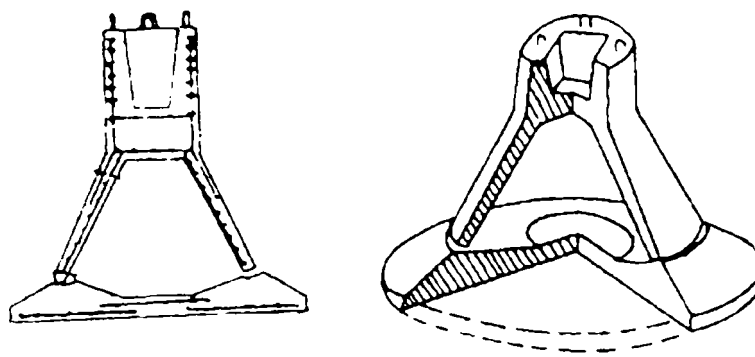


Fig. 2.25. Fundație prefabricată izolată compusă dintr-o placă și clopot.

Fixarea conului la partea superioară a plăcii de bază se face în șanțuri, în care conul se așează pe un pat din mortar. Fundațiile conice se pretează la folosirea pe terenuri cu capacitate portantă redusă ($p_{\text{calcul}} = 1 \dots 1,5 \text{ daN/cm}^2$), unde se obțin reduceri la volumul de beton cuprinse între 30...40 %, a consumului de oțel cu 10...15 % și a manoperei cu 40...50 %, față de variantele monolite.

2.2.4. Fundație antiseismică

Fundație antiseismică prezentată în figura 2.26 este alcătuită dintr-un element prefabricat având formă de placă conică subțire, care se montează pe un strat de bază realizat din materiale granulare (nisip sau balast) cu funcție de amortizare, în interiorul unor inele prefabricate cilindrice având rolul de a mări capacitatea portantă și de a disipa energia vibrațiilor produse de mișcările seismice [52, 82].

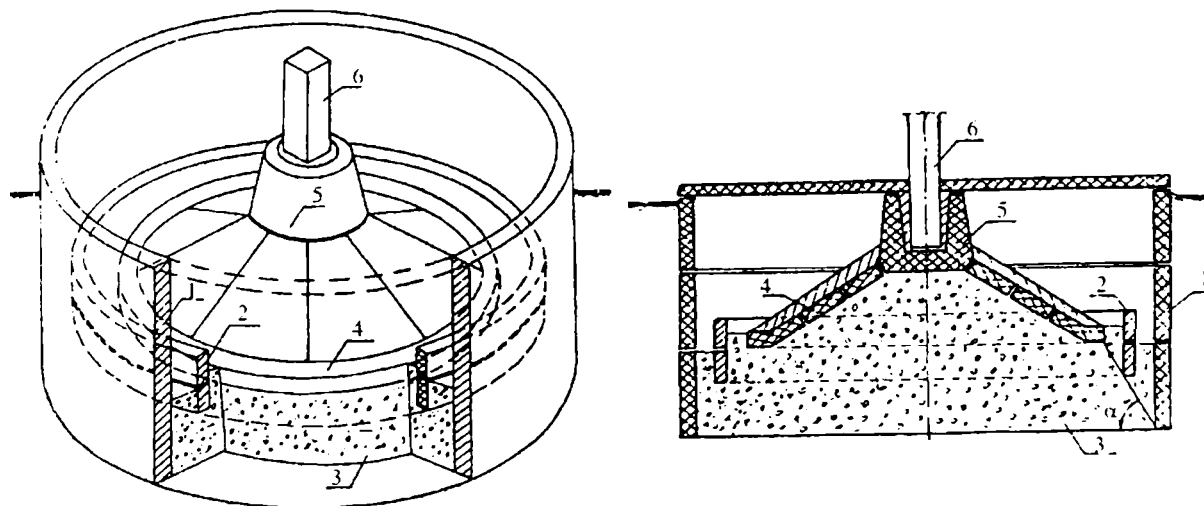


Fig. 2.26. Fundație antiseismică: 1- inele exterioare; 2 - inele intermediare; 3 - balast cu rol de amortizare; 4 - placă subțire conică pentru fundație; 5 - pahar prefabricat; 6 - stâlp.

Execuția acestui tip de fundație este simplă: se realizează săpătura manual sau mecanizat, se montează inelele prefabricate cilindrice și elementele prefabricate ale pânzei subțiri.

Acest tip de fundație se poate utiliza la construcții civile, social-culturale, industriale și mai ales speciale (turnuri de televiziune, coșuri de fum, castele de apă, etc.), amplasate pe terenuri normale sau consolidate din zonele seismice [82].

Segmentarea inelelor s-a realizat cu scopul de a permite deplasări diferite pe înălțimea fundației la cutremure și de a ușura execuția în cazul fundațiilor de mici dimensiuni.

Dimensionarea elementelor fundației se face în mod obișnuit la solicitările rezultate din diverse ipoteze de încărcare.

2.3. Fundații continue prefabricate sub pereți

În acest subcapitol se prezintă diferite soluții de realizare a fundațiilor prefabricate pentru pereți, utilizate în țară și în străinătate.

2.3.1. Fundații continue prefabricate folosite în fosta U.R.S.S.

Fundațiile pentru pereți se realizează de regulă monolit în majoritatea țărilor lumii, excepție făcând fosta U.R.S.S. și alte câteva țări unde se utilizează și diverse soluții de prefabricare a fundațiilor [2].

O clasificare a fundațiilor prefabricate continue pentru pereți se poate face în funcție de (fig. 2.27 a):

a) - dimensiunile elementelor prefabricate care intră în componența lor:

- fundații din blocuri mici;
- fundații din panouri mari;

b) - după modul de realizare a tălpii fundațiilor:

- fundații cu talpă continuă;
- fundații cu talpă discontinuă.

În figura 2.27 sunt prezentate principiile de alcătuire a fundațiilor continue prefabricate sub pereți și câteva tipuri de elemente prefabricate folosite la realizarea acestora, utilizate în fosta U.R.S.S.

Fundațiile prefabricate continue sub pereți sunt alcătuite din talpa fundației și elevație. Atât elementele de talpă cât și cele de elevație pot fi realizate din beton armat sau precomprimat.

FUNDAȚII CONTINUE							
SISTEMUL ADOPTAT PENTRU ELEVAȚII	din panouri mari	variante	Perete realizat dintr-un singur panou		SISTEMUL ADOPTAT PENTRU TALPĂ	cu talpă continuă	
			Perete realizat din două panouri așezate alăturat			cu talpă discontinuă	
	Perete realizat din blocuri mici						

ELEMENTE PREFABRICATE PENTRU FUNDAȚII	
PENTRU TALPĂ	PENTRU PERETE SOCLU
1. panouri mari precomprimate (în tehnologie de stand) 	1. panouri mari precomprimate (în tehnologie de stand)
2. elemente din beton armat (elemente experimentale) 	2. blocuri mici din beton simplu și armat
3. cu armătură pretensionată 	3. blocuri chesonate din beton armat
4. panou mare chesonat din b.a. 	3. panouri mari chesonate din b.a.

Fig. 2.27. Soluții pentru fundații continue prefabricate sub pereți și elemente prefabricate pentru talpă și elevații folosite în fosta U.R.S.S.

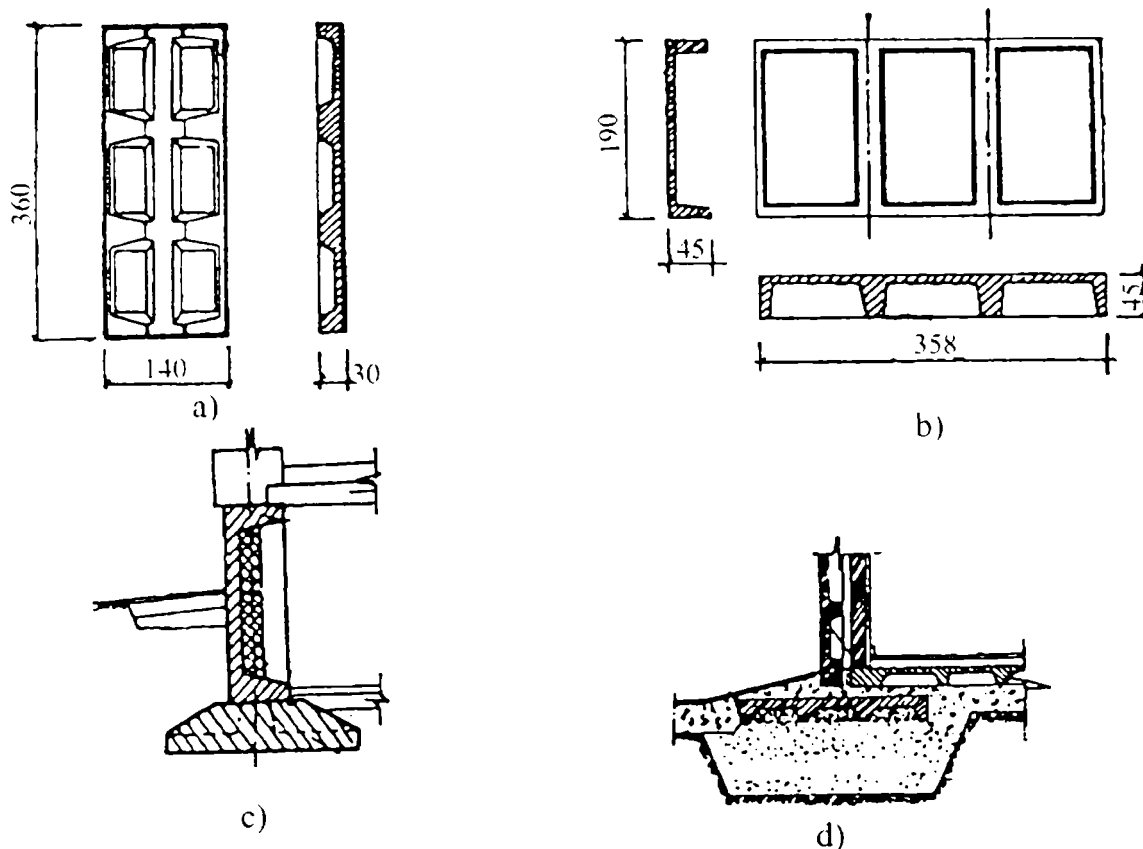


Fig. 2.28. Soluții pentru fundații prefabricate din panouri chesonate: a - panou pentru talpă; b - panou pentru elevație; c - secțiune verticală cu perete simplu; d - secțiune verticală cu perete dublu.

Folosirea betonului precomprimat la panourile de elevație (fig. 2.28) conduce la reducerea consumului de oțel de 1,5...2,0 ori și economii la manoperă de 1,5 ori în comparație cu varianta monolită [30, 82].

La panourile mari chesonate pentru talpă se elimină o parte din materialul din zona comprimată reducându-se greutatea acestora (fig.2.28 a).

Panourile de elevație sunt precomprimate (fig. 2.28 b) prevăzute cu goluri, fiind asemănătoare cu panourile din talpă și sunt armate cu bare din oțel de înaltă rezistență.

Aceste panouri mari chesonate au secțiuni transversale U sau T prevăzute cu nervuri și sunt realizate din beton armat.

În cazul clădirilor cu un număr mare de etaje (mai mult de 4), pentru asigurarea rezistenței elevațiilor, panourile chesonate se pot așeza câte două în paralel rezultând un perete dublu (fig. 2.28 d).

În ceea ce privește tehnologia de execuție mai întâi se realizează groapa săpată, apoi panourile de talpă se vor așeza pe un pat din nisip sau pe un strat din beton de egalizare (fig. 2.28 d), iar panourile pentru elevație se vor fixa peste panourile de talpă prin intermediul unui strat de mortar. Panourile de elevație vor fi așezate decalat față de panourile de talpă, realizând țeserea rosturilor care sporește rigiditatea, astfel încât la apariția unor tasări inegale să se evite fisurarea fundațiilor pe toată înălțimea.

În cazul construcțiilor cu număr redus de etaje, fundațiile prefabricate continue sub pereți pot fi alcătuite din talpă și elevație, realizate la rândul lor din blocuri mici zidite.

Fundațiile prefabricate sub pereți pot fi executate cu talpă continuă sau discontinuă (fig. 2.29). Fundațiile cu talpă discontinuă sunt acelea la care așezarea blocurilor de talpă este realizată întrerupt comparativ cu fundațiile cu talpă continuă. Folosirea fundațiilor cu talpă așezată discontinuu aduce economii de până la 30 % la consumul de beton comparativ cu fundațiile realizate cu talpă continuă. Există însă și dezavantajul că datorită reducerii dimensiunii elementelor prefabricate se reduce gradul de prefabricare și de industrializare.

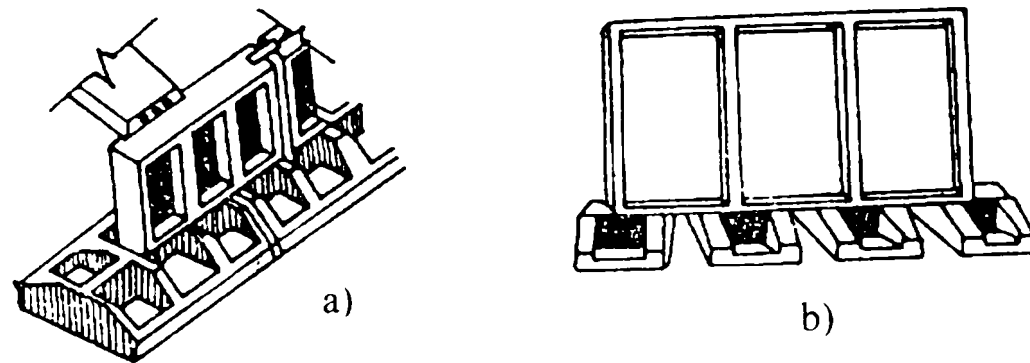


Fig. 2.29. Fundații continue prefabricate:
a - cu talpă continuă; b - cu talpă discontinuă.

Fundațiile cu talpă discontinuă au avantajul că, în condițiile aceleiași presiuni pe teren, suferă tasări mai mici decât fundațiile cu talpă continuă.

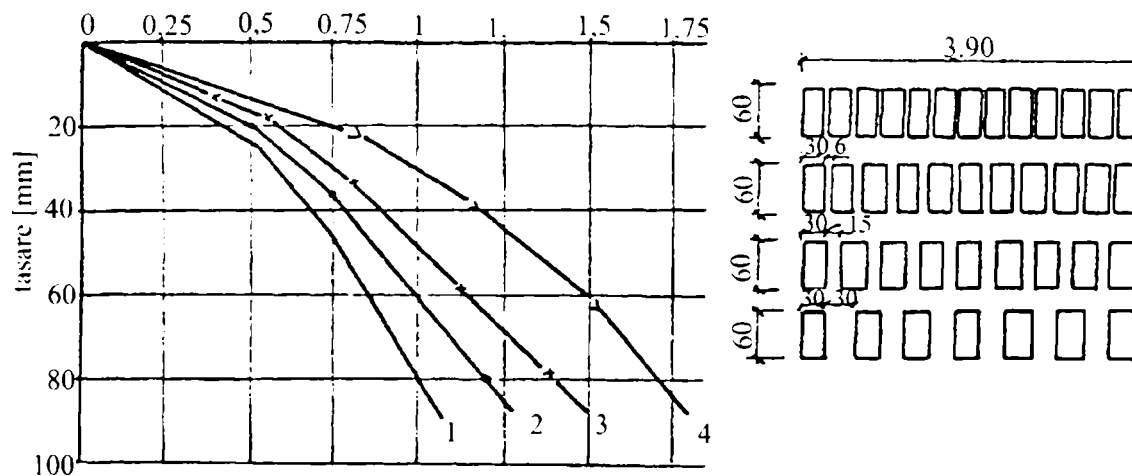


Fig. 2.30. Dependența tasării fundațiilor de distanța dintre blocurile pentru talpă:
1 - talpă continuă; 2, 3, 4 - talpă întreruptă cu distanțe de 6 cm, 15 cm, 30 cm.

În figura 2.30, unde sunt prezentate patru curbe de variație a tasării fundațiilor în funcție de distanța dintre blocurile pentru talpă, se poate observa că, tasarea unei fundații discontinue nu crește proporțional cu modificarea suprafeței de rezemare, ci mult mai încet, ceea ce duce la concluzia că se poate alege o fundație discontinuă a cărei suprafață a tălpii să fie mai mică decât

suprafața fundației continue și care în aceleași condiții de teren să ducă la tasări de aceeași valoare cu fundația continuă, fapt ce determină eficiența economică a fundațiilor cu talpă discontinuă [2].

Unul din marile dezavantaje ale executării fundațiilor din beton armat monolit îl constituie durata mare de execuție a infrastructurii în comparație cu montarea rapidă a panourilor de la suprastructură.

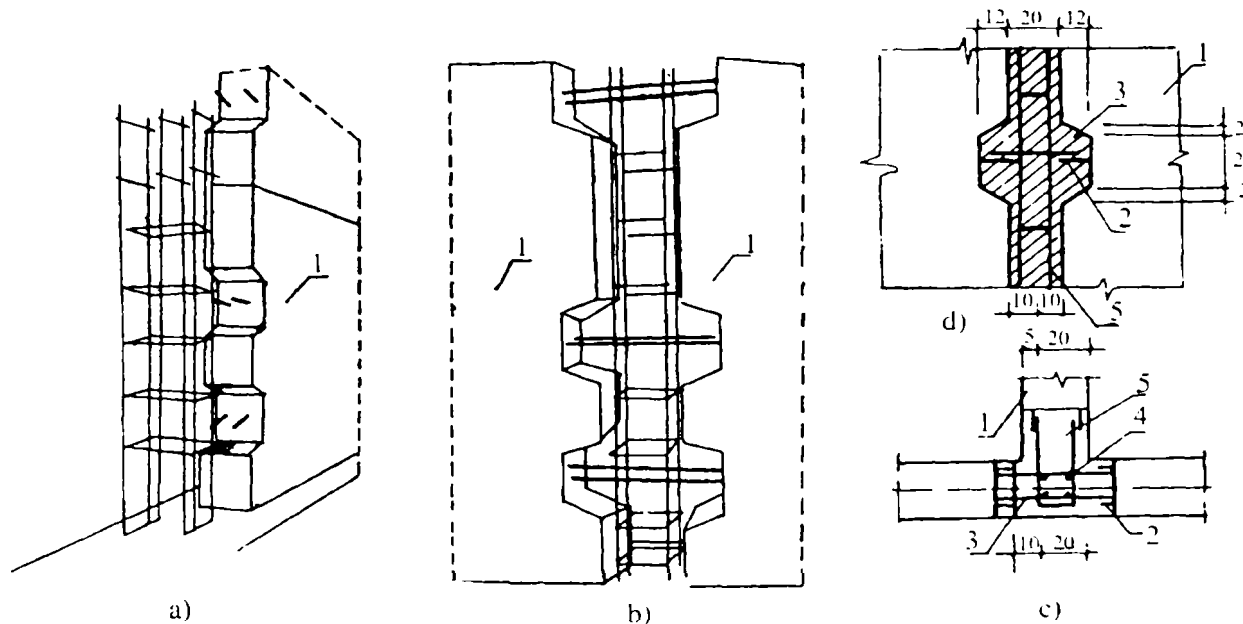


Fig. 2.31. Îmbinarea verticală a panourilor de elevație în zone seismice (fosta U.R.S.S.): a, b - vedere generală; c - vedere în plan; d - vedere laterală; 1 - panouri de elevație; 2 - mustăți ancorare; 3 - eclise de legătură; 4 - carcasă verticală; 5 - beton de monolitizare.

De exemplu, pentru o clădire de locuit de 60 de apartamente din localitatea Soci, din fosta U.R.S.S. execuția infrastructurii a durat 17 zile, pe când execuția celor 5 etaje ale suprastructurii a durat numai 5 zile și ca urmare proiectanții au hotărât să treacă la realizarea în variantă prefabricată a elevațiilor chiar și la construcțiile amplasate în zone seismice [2, 40].

Soluția constructivă adoptată folosește o infrastructură din panouri mari prefabricate îmbinate în lungul axelor longitudinale și transversale ca în figura 2.31.

Panourile pentru elevații sunt alcătuite din beton armat cu carcase verticale și bare orizontale, au dimensiunea unei camere și grosime de 20-35 cm, iar greutatea lor nu trebuie să depășească capacitatea de ridicare a macaralelor.

Marginile verticale ale panourilor de elevație sunt prevăzute cu dinți care au rolul de a distribui încărcările concentrate provenite de la suprastructură și de a le transmite la talpa fundației, iar marginea inferioară are dinți (praguri) care au rolul de a prelua forțele orizontale de deplasare din acțiunea seismică (fig. 2.32).

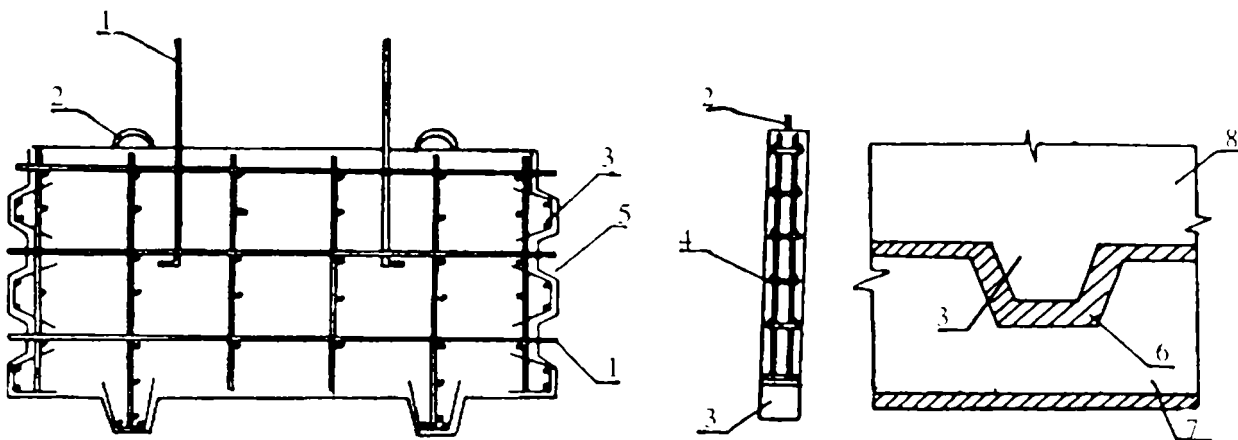


Fig. 2.32. Panouri de elevație prefabricate pentru zone seismice: 1 - bare de ancoraj; 2 - agrafe; 3 - dinte; 4 - carcasă armătură; 5 - prag monolitizare; 6 - mortar; 7 - talpă fundație; 8 - panou elevație.

Ținând seama de condițiile geologice ale terenului de fundare, talpa fundației se poate realiza în trei variante, și anume:

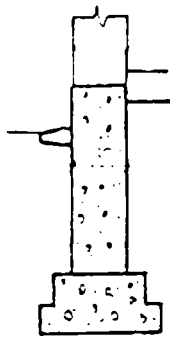
- în cazul în care terenul bun de fundare se află la adâncime de până la 2 m de suprafața terenului, se pot utiliza tălpi continue din elemente prefabricate din beton armat (grosimea de 40 cm) care se îmbină de-a lungul axelor clădirii prin sudură urmată de monolitizare;
- în cazul în care stratul bun de fundare se află la peste 4,5 m de la suprafața terenului, se folosește soluția fundării pe piloți cu grindă din beton armat prefabricat, alcătuită din mai multe tronsoane. Elementele de talpă se îmbină la fel ca în varianta anterioară;
- în cazul în care stratul de fundare se află între 2 și 4,5 m de la suprafața terenului se folosesc tot piloți prefabricați din beton armat, cu secțiune dreptunghiulară, dar cu diverse înălțimi (modul de 0,5 m) în funcție de grosimea stratului portant și peste acești piloți se așează elementele de talpă prefabricate, conform variantei II. La partea superioară a tălpii se prevăd mustăți, în scopul sudării cu carcasa verticală din îmbinări.

Avantajele folosirii fundațiilor continue prefabricate și în cazul zonelor seismice sunt:

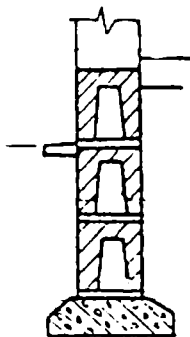
- echipele de montatori utilizați la lucrările de la suprastructură pot fi folosite și la infrastructură;
- se înregistrează economie de până la 35 % la beton și de până la 15 % la armătură;
- cheltuielile de manoperă scad cu circa 40 %;
- se reduce costul cu 20...25 %;
- există posibilitatea continuării lucrărilor și pe timp nefavorabil;
- crește gradul de calificare al muncitorilor.

Având la bază experiența construirii fundațiilor prefabricate de la Soci, în fosta U.R.S.S. soluția a fost extinsă și la construcția altor obiective.

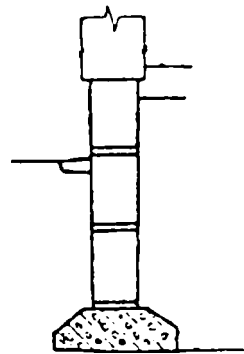
VARIANTA I



VARIANTA II



VARIANTA III



VARIANTA IV

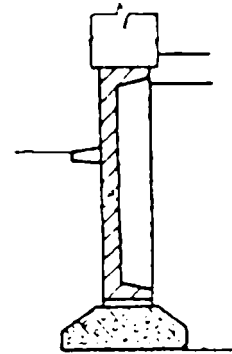


Fig. 2.33. Fundații realizate în diferite variante: a – din beton monolit; b - din blocuri mici cu goluri prefabricate; c - din blocuri mici fără goluri; d - fundații din panouri chesonate.

În figura 2.33 sunt prezentate patru variante de realizare a infrastructurii, utilizate în orașul Minsk, pentru același tip de suprastructură [2]:

- în varianta I talpa și elevația fundației sunt realizate din beton monolit;
- în varianta II talpa este prefabricată iar elevația este alcătuită din blocuri prefabricate mici cu goluri;
- în varianta III talpa este prefabricată iar elevația este alcătuită din blocuri mici fără goluri;
- în varianta IV talpa este prefabricată iar elevația este alcătuită din panouri mari chesonate.

Din analiza tehnico-economică prezentată în tabelul nr. 1 rezultă avantaje indiscutabile la realizarea fundației în varianta IV comparativ cu celelalte variante prezentate, și anume:

Tabelul 2.1

Indicatori la 1 ml de fundație	U.M.	Varianta de realizare a fundației			
		I	II	III	IV
Grosimea raportată a elevației	cm	50	37	38	19
	%	100	74	76	38
Grosimea raportată a tălpii	cm	59	30	30	23
	%	100	51	51	39
Volumul la 1 ml fundație	m ³	1,58	1,00	1,07	0,59
	%	100	63	68	37
Consum metal	kg	0	7,8	7,8	14,4
Consum de material lemnos	m ³	0,02	0,01	0,01	0,005
Greutatea materialelor și a elementelor de construcție	tone	3,64	3,02	2,68	1,47
	%	100	83	74	40
Consum de muncă total	zile om	1,71	1,29	1,25	1,04
	%	100	75	73	61
Numărul de elemente prefabricate pentru o secțiune	bucăți	0	118	118	46
	%	0	100	100	39

- volumul total se reduce la aproape o treime la fundația din panouri mari chesonate comparativ cu fundația din beton monolit, iar consumul de manoperă se reduce la 61 %[2];
- volumul de beton se reduce de 1,7 ori, iar consumul de manoperă scade cu 12 % la fundațiile din panouri chesonate comparativ cu fundațiile din blocurile mici fără goluri;
- iar la fundațiile din panouri chesonate numărul elementelor prefabricate scade de 2,5 ori în comparație cu fundațiile folosite la variantele II și III.

2.3.2. Fundații continue prefabricate folosite în Ungaria

În Ungaria, au fost concepute panouri de elevație prefabricate de diferite dimensiuni, conform modulării clădirilor cu structura din panouri mari prefabricate, având lungimi de 2,70 sau 3,60 m, înălțimi de 2,25, 2,65 sau 3,05 m și grosimi de 20 cm. Aceste panouri de elevație au fost prevăzute cu goluri necesare trecerii conductelor, iar panourile marginale au și un strat termoizolator [2, 109].

În cazul realizării unor clădiri înalte amplasate pe terenuri de fundare slabe, infrastructura a fost realizată din piloți prefabricați, dispuși la intersecția axelor construcției, pe care reazemă grinzi din beton turnat monolit sau grinzi prefabricate peste care sunt amplasate panourile de elevație (fig. 2.34, 2.35).

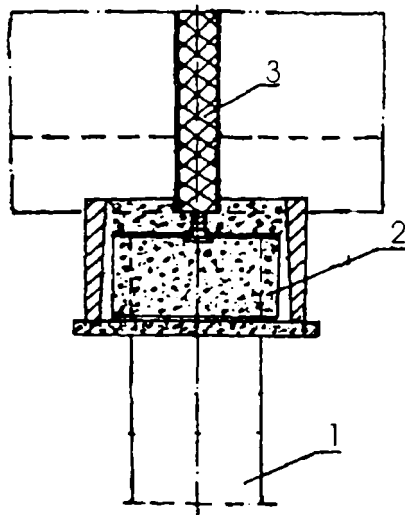


Fig. 2.34. Sistem de fundații prefabricate (Ungaria): 1 - pilot prefabricat; 2 - grindă din beton turnat monolit; 3 - panou de elevație.

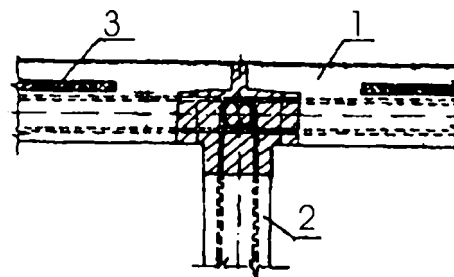


Fig. 2.35. Îmbinarea panourilor de elevație (Ungaria): 1 - panou exterior; 2 - panou interior; 3 - termoizolație

Soluția prezentată anterior prezintă următoarele avantaje:

- reduce durata de execuție cu cca. 50 %;
- crește calitatea lucrărilor executate (siguranța construcțiilor);
- scade forța de muncă necesară și crește cu 7...8 % producția fabricilor de prefabricate.

2.3.3. Fundații continue prefabricate folosite în România

2.3.3.1. Fundații alcătuite din tălpi din blocuri de beton și elevații din panouri mari prefabricate

În anul 1973, la Sibiu, în cartierul de locuințe “Hipodrom”, s-a realizat un bloc de locuințe cu P + 4E având infrastructura integral prefabricată.

Soluția utilizată prevedea ca talpa fundației să fie alcătuită din blocuri de beton așezate pe un strat de beton de egalizare cu grosimea de 5 cm, iar panourile de elevație să fie montate pe talpă, după așezarea pe aceasta a unui strat de poză de 5 cm grosime (fig. 2.36). În dispunerea blocurilor de talpă și a panourilor de elevație s-a urmărit ca rosturile verticale de monolitizare ale elevației să fie decalate față de rosturile verticale ale tălpii fundației. Panourile pentru elevații pot fi pline sau pot fi prevăzute cu goluri pentru trecerea instalațiilor. Pentru a putea folosi și la realizarea infrastructurii utilajele de transport și ridicare utilizate la realizarea suprastructurii, dimensiunile elementelor prefabricate s-au determinat, astfel încât, greutatea lor să nu depășească de 5 tone.

Conlucrarea panourilor de elevație este asigurată de centurile prevăzute la partea superioară și inferioară a elevației precum și prin monolitizarea rosturilor verticale cu beton de clasă inferioară.

Durata de execuție a fundațiilor (tălpi și elevații) unui tronson de bloc, având dimensiunile de 23 x 11 m), este de 3 zile.

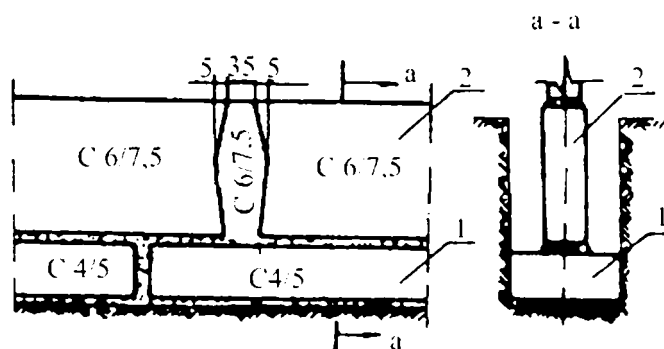


Fig. 2.36. Fundații prefabricate (Sibiu, 1973):
a - secțiune longitudinală; b - secțiune transversală;
1 - blocuri de talpă; 2 - panou de elevație.

Această soluție de realizare a infrastructurii comparativ cu varianta monolită are avantajul reducerii prețului de cost cu 5...10 % și a consumului de beton cu cca. 28 % și dezavantajul creșterii consumului de oțel necesar [24].

2.3.3.2. Fundații alcătuite din tălpi monolite și elevații din panouri prefabricate casetate

În anul 1974, Departamentul de Inginerie Geotehnică și Căi de Comunicație Terestre din cadrul Universității “Politehnica” din Timișoara în colaborare cu Trustul Antrepriză Generală de Construcții - Montaj Timiș, a

realizat, pentru prima dată în țară, o soluție de infrastructură parțial prefabricată concepută pentru clădirile de locuit cu P + 4 E amplasate în zone seismice de gradul 6 și 7 MSK [75].

Această soluție are talpa realizată dintr-un bloc din beton simplu turnat monolit direct în săpătură, realizând astfel o continuitate directă între teren și prefabricat (fig. 2.37).

Talpa monolită a fundației se dimensionează în funcție de capacitatea portantă a terenului de fundare, iar înălțimea acesteia rezultă din condiția de rigiditate.

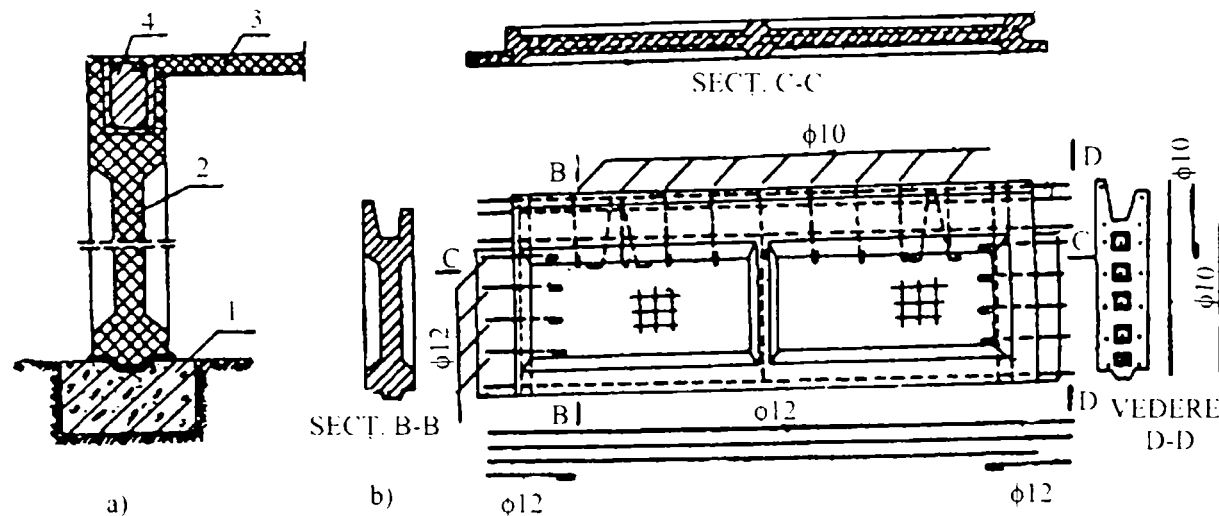


Fig. 2.37. Soluție de prefabricare a elevațiilor

a - secțiune verticală prin fundație; b - panou casetat pentru elevație; 1 - talpă monolită; 2 - panou de elevație casetat; 3 - planșeu peste subsol prefabricat; 4 - centură de monolitizare elevație-planșeu subsol.

Elevațiile prefabricate sunt realizate din panouri mari prefabricate casetate având înălțimea de 1,65 m (1,75 m - panourile exterioare, 2,20 m - panouri subsol), și marginile laterale prevăzute cu alveole ce au rolul de a asigura conlucrarea la solicitări seismice și tasări diferențiate și mustăți pentru îmbinare. Panourile de elevație sunt armate cu 2 plase sudate alcătuite din bare cu diametrul de 3 mm și au formă casetată (fig. 2.37 b), fiind prevăzute la partea inferioară cu un profil trapezoidal longitudinal, care se așează în șanțul de pe talpă, de asemenea trapezoidal, prin intermediul unui mortar de poză, iar la partea superioară au un jgheab de formă dreptunghiulară în care se execută centura de la cota zero armată cu 4 bare de diametru 10 mm legate între ele, formând astfel o carcasă spațială rigidă.

Panourile de elevație se îmbină la intersecția axelor principale ale construcției prin sudarea mustăților, montarea barelor verticale și betonarea cu beton de clasă minimum C 16/20 rezultând stâlpișori de monolitizare cu secțiunea cuprinsă între 900 și 1200 cm².

Din tabelul nr.2, în care se prezintă un studiu comparativ între soluția clasică de fundare și soluția prefabricată prezentată anterior, rezultă că s-a

obținut o diminuare cu aproximativ 90 % la consumul de material lemnos, s-a redus consumul de beton cu 27 % și manopera efectuată pe șantier cu aproximativ 70 %, ceea ce a dus la creșterea productivității muncii cu circa 233 %, dar și la creșterea consumului de oțel - beton față de varianta monolită.

Consumul de materiale

Tabelul 2.2

Materiale folosite	Soluția clasică				Soluția prefabricată				Diferențe cantitative			
	Cofrag [m ²]	Susțineri [m ²]	Beton elevație soclu [m ³]	Armături infrastructura [kg]	Cofrag [m ²]	Susțineri [m ²]	Beton elevație soclu [m ³]	Armături infrastructura [kg]	Cofrag [m ²]	Susțineri [m ²]	Beton elevație soclu [m ³]	Armături infrastructura [kg]
Bloc cu 102 garsoniere	1126	287	107	3580	94	0	74,41	7478	1032	287	3259	3898
Bloc cu 20 apartamente	750	160	824	2700	51	0	47	3960	699	160	354	1260
Bloc cu 40 apartamente	2232	370	145	7170	110	0	102,6	7985	2122	370	42	808

Se poate considera că metoda este avantajoasă dacă ținem seama că folosirea ei duce la reducerea consumului de material lemnos, la creșterea productivității muncii pe șantier, scurtarea duratei de execuție și permite continuarea lucrărilor și în perioada anotimpului friguros. Deoarece masa elementelor prefabricate nu depășește 5 tone, rezultă o folosire eficientă a macaralelor și mijloacelor de transport existente pe șantier în vederea montării suprastructurii.

2.3.3.3. Fundații alcătuite din tălpi monolite și elevații din panouri mari prefabricate

Un an mai târziu, în 1975, având la bază soluția aplicată în anul 1974, Departamentul de Inginerie Geotehnică și Căi de Comunicație Terestre din cadrul Universității "Politehnica" din Timișoara proiectează un nou tip de panou prefabricat (de această dată cu secțiune plină) pentru subsolurile tehnice de 1,80 m înălțime ale clădirilor de locuințe amplasate pe terenuri normale [2].

În acest caz, soluția de realizare a infrastructurii prevede executarea tălpilei de fundații din beton monolit de clasă C 4/5 cu lățimea de 60...75 cm și înălțime variabilă, în funcție de adâncimea de fundare și prevăzute la partea superioară cu un nut de 6 cm adâncime în care se pozează pereții prefabricați pe un pat de mortar (fig. 2.38). Pentru a asigura o bună conlucrare a panourilor

cu talpa, în dreptul intersecției axelor în talpă au fost ancorate câte 4 mustăți $\phi 12$ și realizată o nișă de 20 cm adâncime (fig. 2.39).

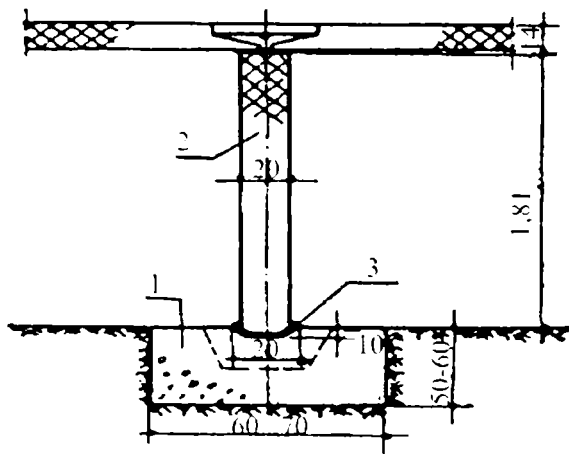


Fig. 2.38. Soluție de prefabricare a elevațiilor: 1 - talpă monolitizată; 2 - elevație; 3 - mortar de poză.

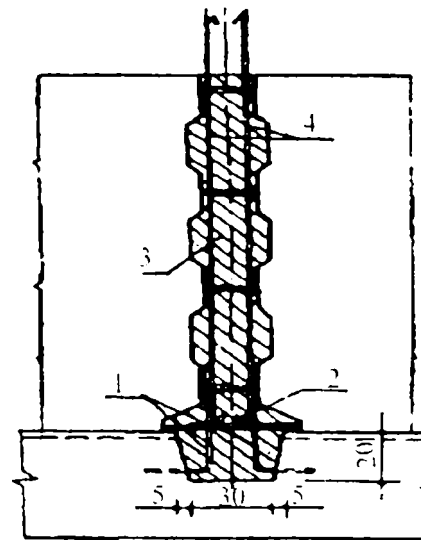


Fig. 2.39. Detaliu de îmbinare rost vertical: 1 - mustăți; 2 - sudură; 3 - beton; 4 - bare verticale.

Elementele prefabricate pentru pereți au grosime constantă de 20 cm și înălțimea de 1,80 m, iar pe fețele laterale și superioare sunt prevăzute alveole, bucle din oțel OB37 și mustăți $\phi 14$ pentru monolitizarea ansamblului. Pereții au fost armați în câmp cu două plase STNB $\phi 4/200$ și pe contur și la goluri cu bare $\phi 8$ (fig. 2.40).

Prin dispunerea îmbinărilor verticale între elementele prefabricate de pereți, în dreptul intersecției axelor, unde există cel puțin doi pereți perpendiculari, se asigură realizarea unei cutii rigide a subsolului.

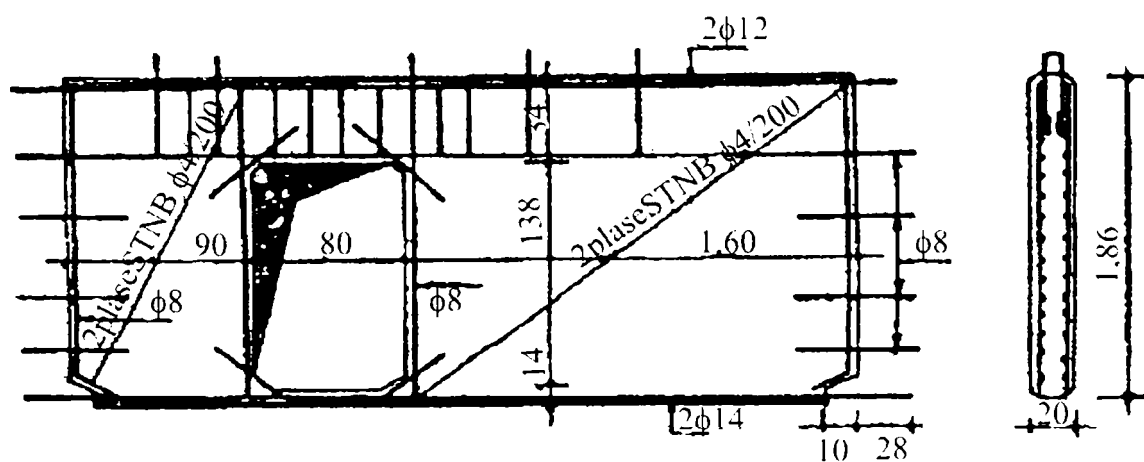


Fig. 2.40. Detaliu de armare elevație prefabricată.

Legătura dintre talpa de fundație și pereții subsolului se realizează prin 4 bare verticale $\phi 12$, dispuse în îmbinările verticale, și petrecute peste mustățile ancorate în talpă. Deoarece la nivelul inferior al pereților (pardoseala

subsolului), din acțiunea încărcărilor permanente verticale și orizontale din seism de grad 7 MSK, în calcul apar numai eforturi de compresiune, este posibilă legarea pereților cu tălpile de fundație numai în dreptul intersecțiilor axelor [53, 2].

Pereții prefabricați având formă simplă și robustețe mare, pot fi transportați, în poziție verticală sau orizontală, cu treilele, și ulterior depozitați fără a li se cauza deteriorări semnificative.

Sucesiunea de operații ce trebuie parcurse pentru realizarea subsolului în această variantă este următoarea:

- realizarea lucrărilor de săpătură și turnarea tălpilor monolite;
- montarea cu ajutorul unei macarale turn MT 100, pe un pat din mortar M 100 așezat pe nervura de pe talpa fundației, a elementelor prefabricate de pereți și fixarea lor în poziția precizată în proiect prin sudarea mustăților din oțel-beton;
- introducerea celor 4 bare verticale ϕ 12 între buclele ϕ 8 mm, la intersecția pereților, și sudarea definitivă a barelor inferioare 2 ϕ 14 pentru realizarea continuității centurii inferioare (înglobate în pereți);
- montarea planșelor prefabricate peste subsol;
- monolitizarea îmbinărilor verticale cu beton de clasă C 16/20 utilizând cofraje de tip colțar, de inventar, metalice.

Prefabricarea pereților de subsol la clădirile de locuit a dus la ridicarea gradului de industrializare a lucrărilor de la "ciclul zero" concretizate prin:

- creșterea de 3,4 ori a productivității muncii pe șantier, datorită reducerii duratei de execuție de la 1100 de ore în varianta monolită la 320 de ore în varianta prezentată anterior (pentru un tronson de 20 apartamente);
- datorită faptului că majoritatea operațiilor consumatoare de manoperă de pe șantier se transferă în poligonul de prefabricate, rămân de executat pe șantier numai montarea și monolitizarea elementelor prefabricate ceea ce face ca productivitatea muncii raportată la întreaga infrastructură să crească cu 165 %;
- reducerea de cca. 3 ori a duratei de execuție a pereților pentru întreaga infrastructură;
- reducerea cu cca. 90 % a consumului de material lemnos, față de soluția pereților monoliți turnați în cofraje din lemn;
- realizarea lucrării nu mai este condiționată de condițiile meteorologice nefavorabile;
- permite posibilitatea realizării unui control mai riguros asupra elementelor prefabricate în poligon, ceea ce duce la creșterea calității lucrărilor.

Din cele prezentate anterior rezultă că prefabricarea pereților subsolului este o soluție avantajoasă ce duce la creșterea productivității muncii și la reducerea duratei de execuție.

2.3.3.4. Fundații alcătuite din tălpi monolite și elevații prefabricate din elemente spațiale deschise

O nouă etapă în dezvoltarea construcțiilor o constituie introducerea soluției de realizare a elevațiilor ca elemente spațiale cu contur deschis, realizate în anul 1979, de către Universitatea Tehnică din Cluj - Napoca în colaborare cu Institutul de Cercetări și Proiectări din Iași [2, 24, 92].

Această soluție constă în realizarea unor elevații (având formă de module spațiale L, T sau X), alcătuite din însăși intersecția pereților (fig. 2.41 și fig. 2.42). În acest caz infrastructura blocului se compune din următoarele elemente [92] (fig. 2.41):

- talpa fundației, realizată din beton monolit turnat direct în săpătură (fig. 2.42, fig. 2.43);
- elevația prefabricată (pereții subsolului), realizată din elemente prefabricate cu secțiune deschisă îmbinate în câmp (fig. 2.41, fig. 2.42 b);
- planșeu peste subsol, executat din elemente prefabricate, asemănătoare cu cele de la suprastructură.

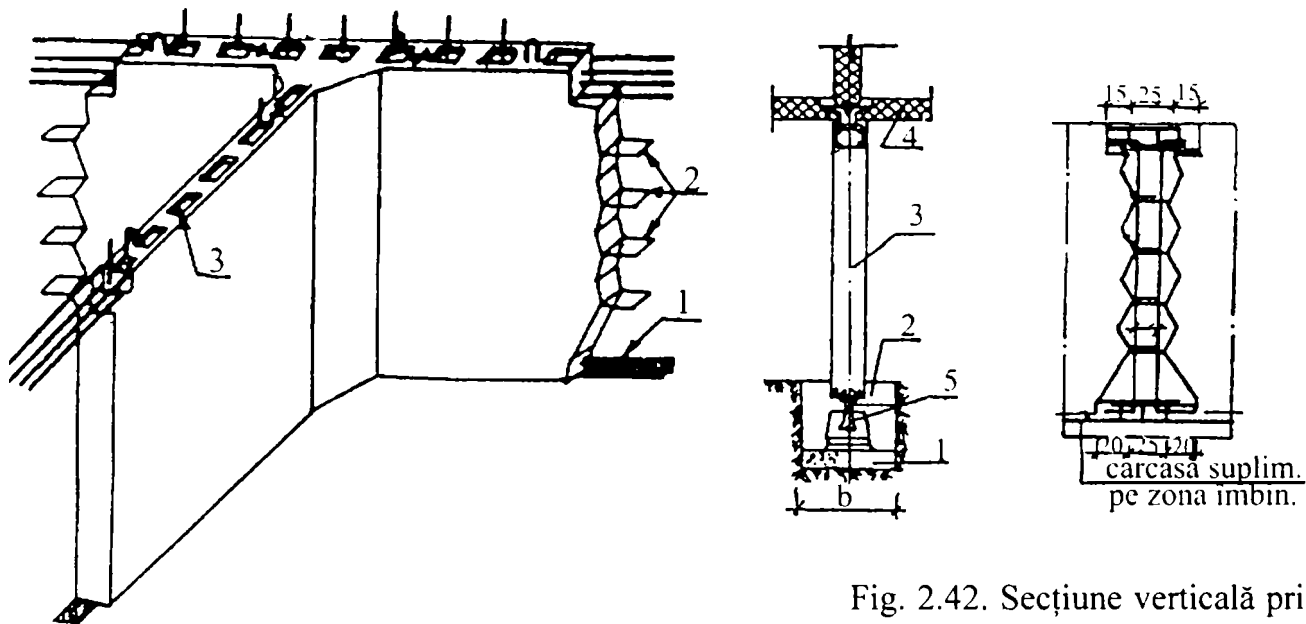


Fig. 2.41. Element prefabricat spațial deschis de tip T: 1 - mustăți centură, 2 - bucle pentru monolitizare, 3 - alveole.

Fig. 2.42. Secțiune verticală prin infrastructură (a) și detaliu de îmbinare curentă a elevațiilor (b): 1 - beton egalizare; 2 - talpă monolită, 3 - modul elevație; 4 - planșeu subsol; 5 - dispozitiv calare.

Îmbinarea dintre elementele prefabricate se realizează în câmp, prin zone turnate la fața locului, având lungimea variabilă de la 30 cm la 1,20 m.

Armarea longitudinală a îmbinării se realizează prin continuitatea centurilor superioare și inferioare în dreptul golurilor, iar în celelalte zone prin prevederea unor carcasse care leagă buclele elementelor spațiale, mergând

continuu până la talpa fundației (fig. 2.42 b), în felul acesta realizându-se o legătură puternică între toate elementele componente ale infrastructurii și o rigiditate sporită.

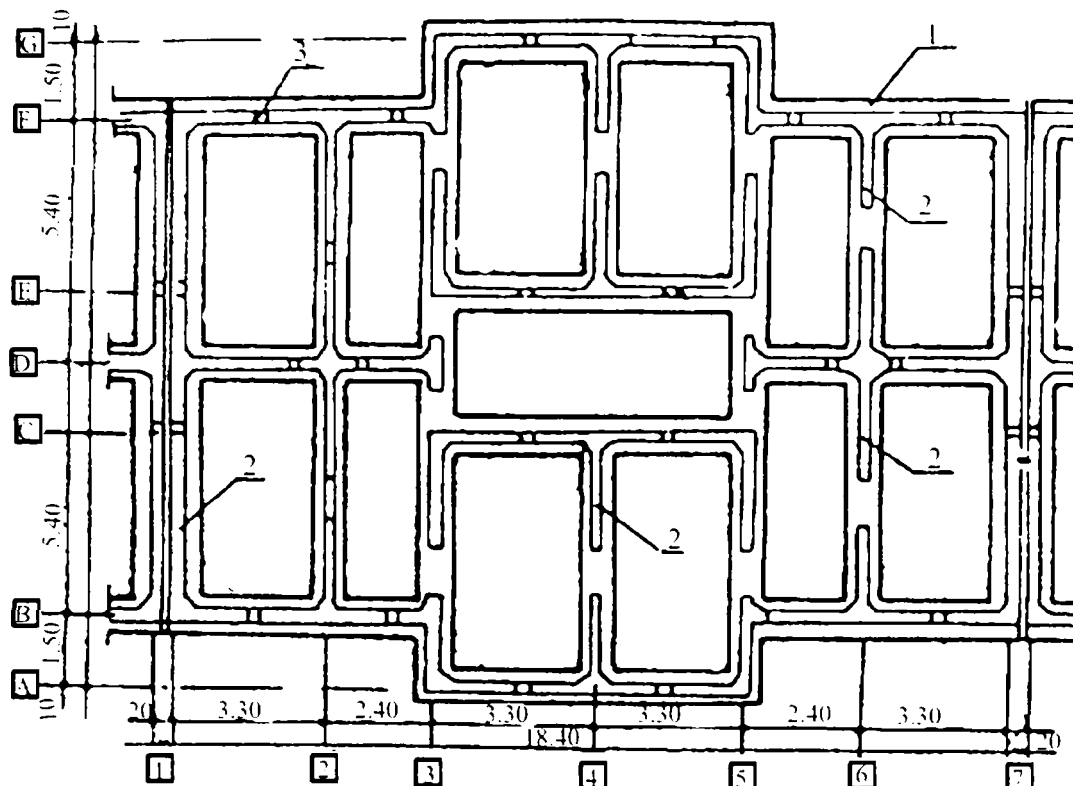


Fig. 2.43. Planul de montaj al elevațiilor spațiale: 1 - talpa monolită, 2 - elemente spațiale pentru elevații, 3 - monolitizare.

Elementele de elevație prefabricate spațiale au grosimea de 16...18 cm valoare stabilită în funcție de grosimea pereților (panourilor) de la suprastructură (14...16 cm), la partea superioară sunt prevăzute cu alveole necesare preluării parțiale a eforturilor de lunecare din rosturile orizontale, iar pe părțile laterale sunt prevăzute cu profiluri sub formă de dinți mari, dispuși pe înălțimea elementelor (fig. 2.41 și fig. 2.42).

Avantajele pe care le aduce folosirea noii soluții sunt reducerea duratei de execuție, creșterea productivității muncii și de asemenea se evidențiază posibilitatea obținerii unor consumuri de oțel, beton și ciment, apropiate de varianta monolită folosită curent.

2.3.4. Fundații continue total prefabricate

Tot în cadrul departamentului de Inginerie Geotehnică și Căi de Comunicație Terestre din cadrul Universității "Politehnica" din Timișoara, au fost realizate și brevetate [77] noi tipuri de fundații, integral prefabricate, care sunt alcătuite din elemente pentru tălpi sub formă de L, T sau X și elevații din panouri mari sau elemente spațiale cu 4 pereți.

Aceste soluții se pretează foarte bine la clădirile cu suprastructura din panouri mari sau din elemente spațiale [82].

2.3.4.1. Infrastructură prefabricată din elemente de talpă, module spațiale și panouri plane pentru elevații [2, 77]

În acest caz infrastructura se realizează din elemente de talpă (1), module spațiale (2) și panouri plane (3).

Talpa fundației este compusă din elemente de talpă sub formă de L, T sau X montate pe un pat din nisip sau balast, bine compactat, având grosimea de 5-10 cm (fig. 2.44). Îmbinarea acestor elemente de talpă se realizează între axele construcției prin monolitizare, iar continuitatea lor se asigură prin suprapunerea sau, în cazuri deosebite, prin sudarea armăturilor longitudinale din tălpi (fig. 2.46 d). Pentru realizarea unei conlucrări corespunzătoare la tasări diferențiate, capetele elementelor prefabricate se execută în formă de „V”.

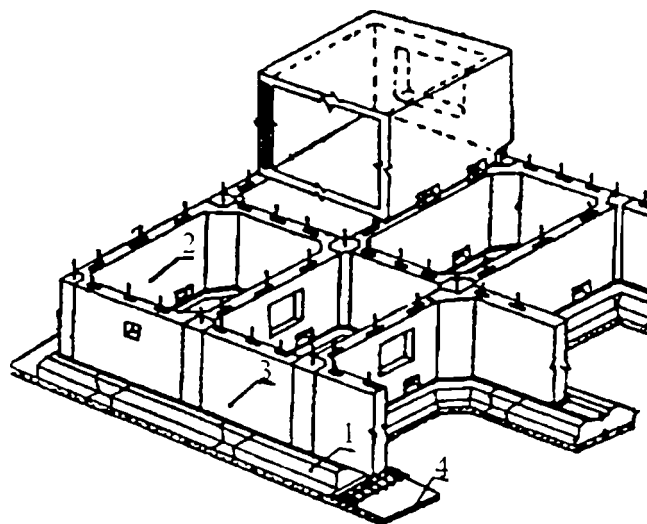


Fig. 2.44. Infrastructură prefabricată:
1- elemente de talpă; 2 - modul spațial;
3 - panouri plane; 4 - pat din nisip.

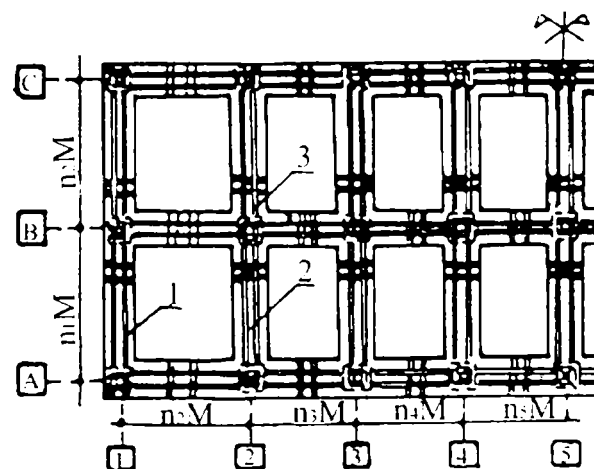


Fig. 2.45. Alcătuirea tălpii fundației din elemente prefabricate: 1- element L; 2 - element T; 3 - element X.

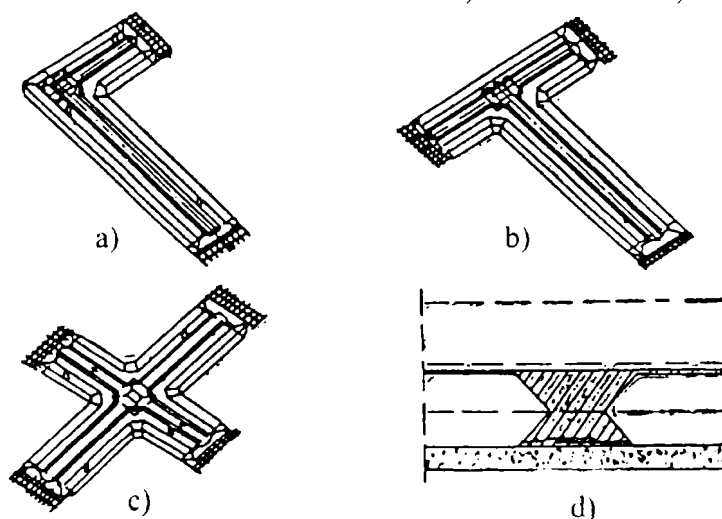


Fig. 2.46. Elemente prefabricate pentru realizarea tălpilor continue:
a - element L; b - element T; c - element X; d - îmbinarea elementelor de talpă.

Elementele de talpă (L, T sau X) sunt prevăzute cu șanțuri trapezoidale cu adâncimea de 4...6 cm și goluri evazate dispuse la intersecția axelor construcției (fig. 2.46 a, b, c), iar asigurarea continuității între talpă și elevație se face de-a lungul axelor construcției prin subbetonare și stâlpișori de beton armat, realizați la intersecția axelor construcției (fig. 2.44).

Modulele spațiale (fig. 2.47) și panourile pentru elevații (fig. 2.48) sunt alcătuite din patru pereți cu grosimea constantă de 18...20 cm, înălțimea de 1,8...2,20 m și lungime variabilă în funcție de poziția ce o ocupă în ansamblul infrastructurii. Marginile acestora sunt prevăzute cu intrânduri verticale în care sunt plasate alveole și bucle din armătură necesare realizării îmbinărilor.

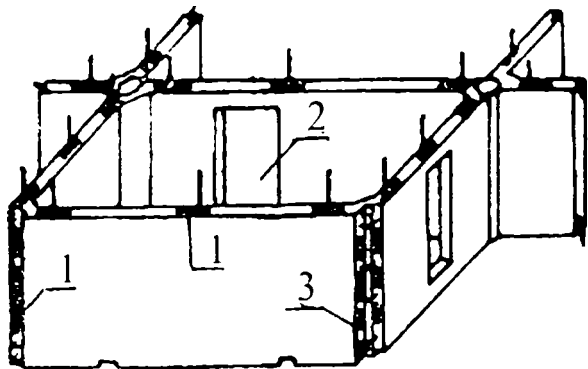


Fig. 2.47. Modul spațial prefabricat pentru elevații: 1 - alveole; 2 - gol pentru instalații; 3 - bucle pentru îmbinări.

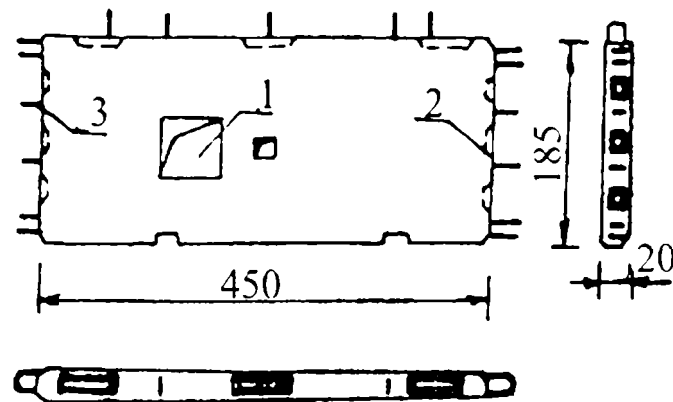


Fig. 2.48. Panou prefabricat pentru elevații: 1 - gol pentru instalații; 2 - alveole; 3 - bucle pentru îmbinări.

După montarea modulelor spațiale se trece la poziționarea panourilor în ansamblul structurii, cu ajutorul unor sisteme de calare obișnuite (fig. 2.49).

Deoarece în orice zonă de îmbinare se monolitizează maximum două elemente rezultă că îmbinările verticale sunt simplu de realizat (fig. 2.50).

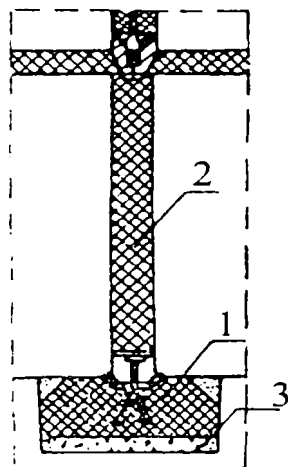


Fig. 2.49. Secțiune verticală prin infrastructură (varianta I) 1 - talpă; 2 - elevație; 3 - pat din nisip.

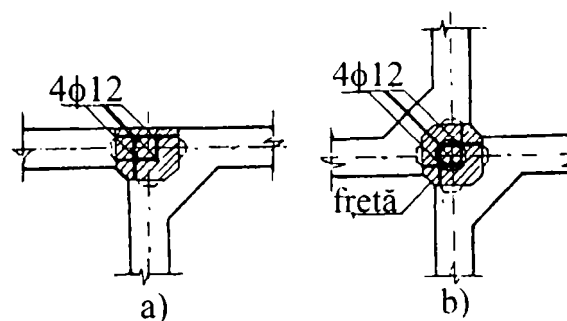


Fig. 2.50. Îmbinarea elementelor infrastructurii: a - modul spațial cu panou; b - două module spațiale prefabricate.

După montarea elementelor spațiale și a panourilor de elevație, în îmbinări, se introduc armăturile verticale, pentru nodurile interioare se introduc armături orizontale sub formă de fretă prin înșurubare pe la partea

superioară, iar pentru nodurile aflate pe conturul construcției se montează etrieri obișnuiți (fig. 2.50) după care se monolitizează îmbinarea.

2.3.4.2. Infrastructură prefabricată din elemente de talpă și panouri mari pentru elevații

Și în acest caz talpa fundației este alcătuită din elemente în formă de L, T și X (fig. 2.51) iar elevațiile sunt alcătuite numai din panouri plane (fig. 2.48), dispuse după ambele direcții (longitudinală și transversală) ale construcției (fig. 2.51), poziționarea, montarea și îmbinarea realizându-se ca și în cazul prezentat anterior.

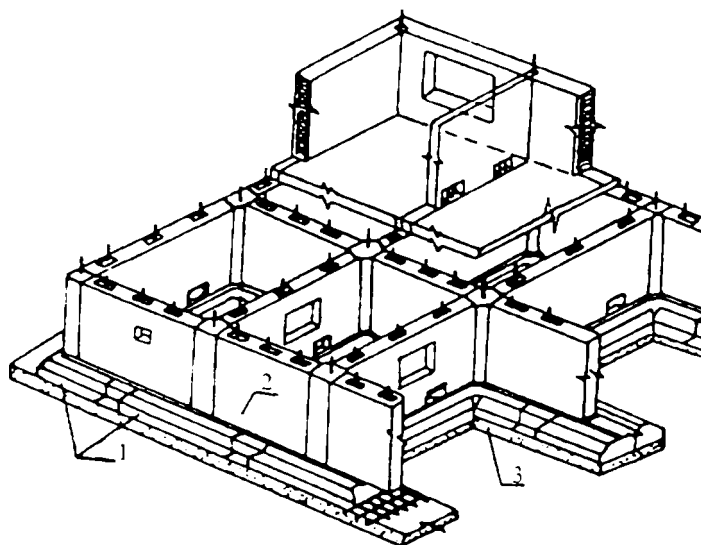


Fig. 2.51. Infrastructura prefabricată:
1 - elemente de talpă;
2 - panouri de elevație;
3 - pat de nisip.

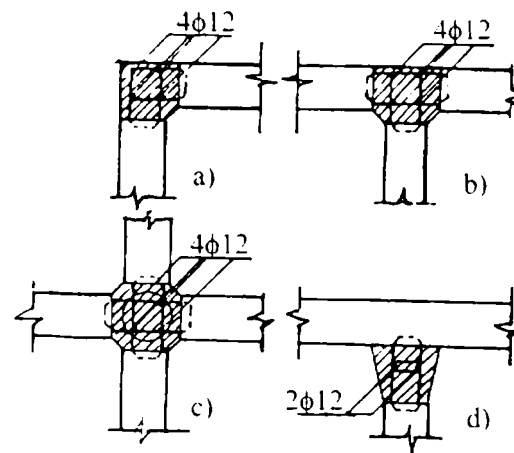


Fig. 2.52. Îmbinarea panourilor de elevație:
a - îmbinarea a două panouri;
b - îmbinarea a trei panouri;
c - îmbinarea a patru panouri;
d - îmbinare nepoartantă.

Avantajele celor două soluții prezentate anterior constau în:

- decalarea îmbinărilor (șeserea acestora), ceea ce conferă ansamblului infrastructurii rigiditate mare, siguranță în exploatare și execuție simplă;
- elementele de talpă L, T și X (forme noi) sunt prevăzute cu goluri evazate (trunchi de piramidă cu baza mare în jos) la intersecția axelor construcției, necesare realizării îmbinărilor cu elevațiile prefabricate;
- stâlpișorii prevăzuți la intersecția axelor construcție sunt armați cu bare continue pe toată înălțimea infrastructurii (datorită golurilor evazate din talpă), fapt ce simplifică execuția și mărește rigiditatea infrastructurii.

2.3.5. Principii de alcătuire a fundațiilor prefabricate sub formă de grinzi continue

În continuare se prezintă modul de execuție și montare a unor elemente prefabricate pentru grinzi continue ce pot fi folosite la construcții cu structuri

din panouri sau diafragme monolite (zidărie de cărămidă, BCA etc.) sau prefabricate [96].

Varianta prezentată în figura 2.53 este alcătuită dintr-o fundație elastică prefabricată cu lungimea de 2,00 m, lățimea tălpii de 80...100 cm și înălțimea de 40 cm ($h=20$ cm), fiind realizată din beton armat (C 8/10 – C 16/20) și dintr-un soclu cu dimensiunile în plan de 30 x 80 cm.

În cazul în care blocul de fundație are lățimea de 0,80 m masa lui este de 2,9 t iar pentru o lățime de 1,00 m va avea o masă de 3,23 t.

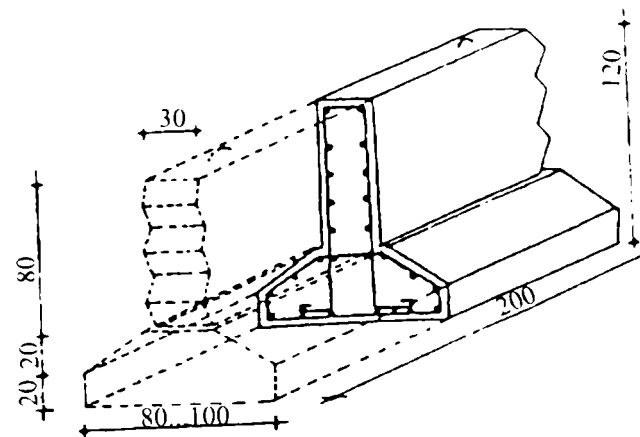


Fig. 2.53. Element prefabricat.

Acest element prefabricat prezintă avantajul unei bune conlucrări între talpă și elevație, iar ansamblul rezultat are o mare rigiditate.

Datorită faptului că în cazul construcțiilor cu structuri de rezistență în cadre, cu stâlpi prefabricați sunt folosite de obicei fundațiile prefabricate tip pahar sau încercat extinderea tehnologiei de prefabricare și la realizarea grinzilor continue pentru pereți prefabricați. În figurile 2.54 și 2.55 sunt prezentate două variante de realizare a unei infrastructuri în variantă prefabricată alcătuită dintr-o fundație pahar cu lățime de 1,20 m și înălțimea paharului de 0,50 m și dintr-un soclu cu dimensiunile de 0,30 x 1,00 (1,20) m. Întreg ansamblul este prefabricat și are lungimea de 2,00 m.

Cele două tipuri de fundații prezentate în figurile 2.54 și 2.55 se deosebesc prin modul de realizare al sistemului de îmbinare pahar-soclu.

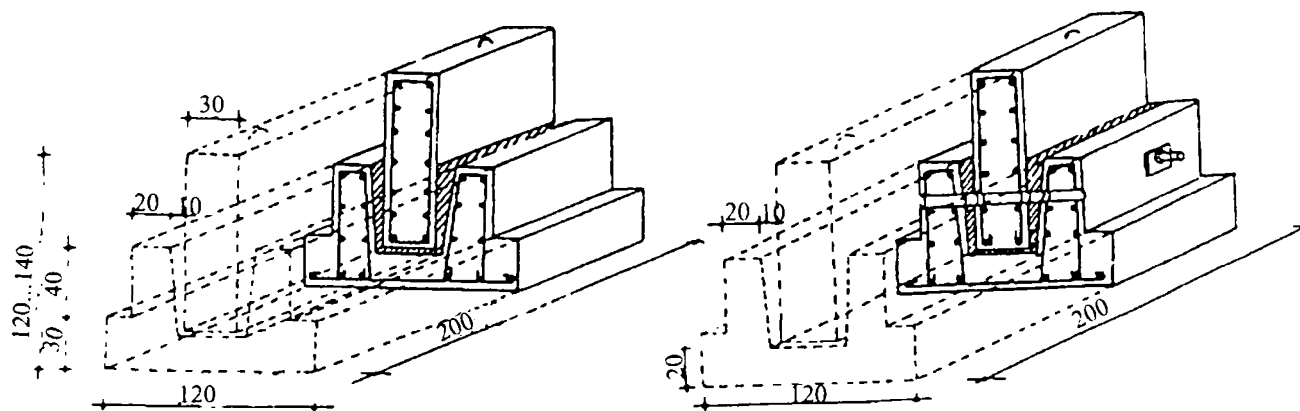


Fig. 2.54. Îmbinare prin monolitizare.

Fig. 2.55. Îmbinare prin monolitizare și precomprimare cu buloane.

În varianta prezentată în figura 2.54, după fixarea soclului în pahar cu ajutorul unor pane de lemn tare, se realizează îmbinarea între talpă și elevație prin monolitizarea cu beton de clasă C 2,8/3,5 sau minim clasa betonului

folosit la realizarea elementelor prefabricate. După întărirea betonului de monolitizare paneele se înlătură, iar golurile rămase se umplu cu beton de monolitizare de aceeași clasă.

Varianta prezentată în figura 2.55 se utilizează în cazul în care acțiunile exterioare verticale și orizontale sunt mari, situație în care îmbinarea pahar-soclu trebuie să fie foarte rigidă. În acest caz pe lângă îmbinarea prin monolitizare se folosește și o precomprimare laterală cu ajutorul a 3...4 buloane de înaltă rezistență dispuse prin goluri așezate la distanțe bine definite (0,25 m față de margine și 0,50...0,75 m între ele). Precomprimare laterală crește rigiditatea ansamblului pahar-soclu și realizează o conlucrare mai bună între cele două elemente prefabricate. Există situații în care buloanele de înaltă rezistență pot fi înlocuite cu dopuri din beton cu diametrul de 8...10 cm. Masa grinzii continue prefabricate tip pahar este de 3,0 t iar a soclului de 1,68 t (la înălțimea de 1,0 m) respectiv de 2 t (la înălțimea de 1,20m).

o soluție de fundare folosită atunci când suprastructura este alcătuită din panouri sau diafragme din beton armat prefabricat. În acest caz infrastructura este alcătuită dintr-un bloc de beton armat cu lățimea tălpii de 1,00...1,20 m și un soclu cu înălțimea de 1,70-2,00 m. Întregul ansamblu are o lungime de 2,00 m la fel ca și în cazul variantelor prezentate anterior.

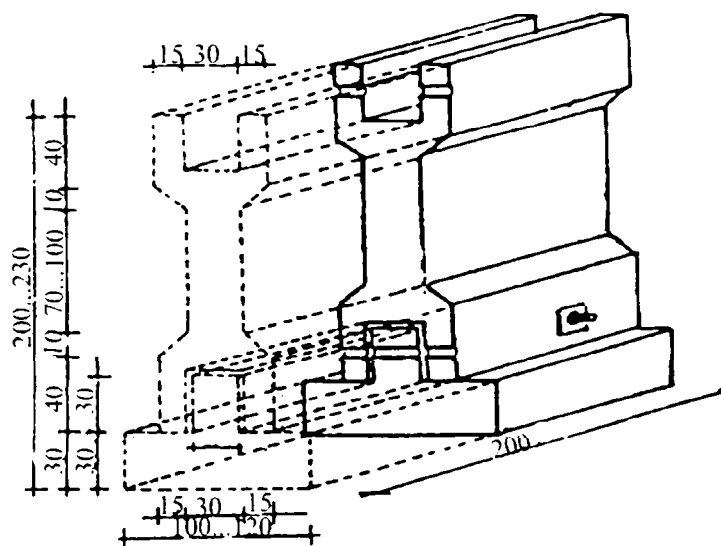


Fig. 2.56. Fundație prefabricată.

Legătura între fundație - soclu - diafragmă se face cu buloane de înaltă rezistență dispuse la 0,25 m de margine, și 0,50...0,75 m între ele, ceea ce asigură rigidizarea îmbinării. Soluția prezentată are dezavantajul că realizarea unui soclu de forma respectivă este dificilă.

Pentru ca soluția prezentată anterior să poată fi folosită și în cazul în care suprastructura este alcătuită din zidărie de cărămidă sau BCA soclul fundației se realizează ca în figura 2.57. Masa fundației la ultimele două variante analizate este de 2,1 t, iar a soclului de 3,35 t (3,83 t), respectiv de 2,26 t (2,75 t).

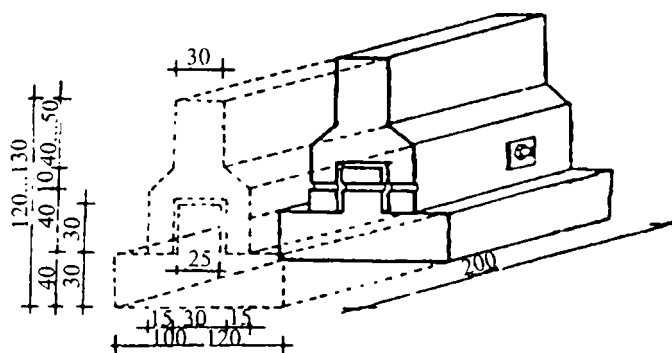


Fig. 2.57. Fundație prefabricată.

Dimensiunile elementelor prefabricate prezentate anterior pot fi modificate (lățimea tălpii fundației sau înălțimea soclului) în funcție de mărimea sarcinilor exterioare și de capacitatea portantă a terenului de fundare.

În cazul fundațiilor prezentate anterior apare problema realizării îmbinărilor între elementele de construcție, atât în lungul grinzilor de fundație cât și la colțurile construcției (fig. 2.58 și 2.59). Pentru realizarea îmbinărilor în lungul grinzilor acestea sunt prevăzute cu mustăți de 25...30 cm lăsate din armăturile longitudinale, iar pentru a asigura o conlucrare mai bună a armăturilor se prevăd și etrieri $\phi 10$ dispuși la 10 cm.

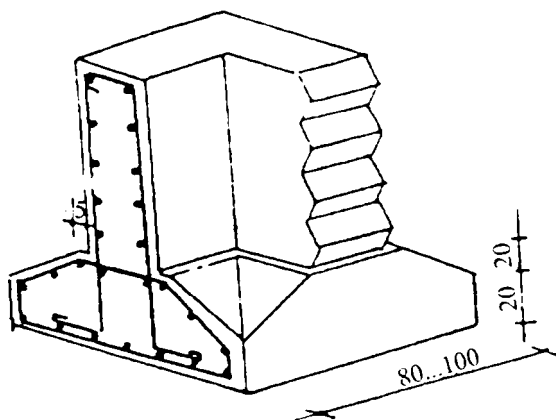


Fig. 2.58. Element prefabricat de colț

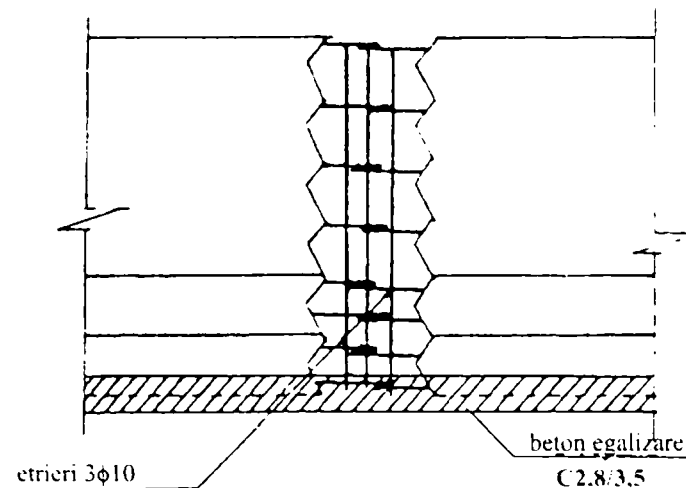


Fig. 2.59. Îmbinarea elementelor în lungul grinzilor de fundație

Elementele prefabricate de talpă se așează pe un strat de beton de egalizare cu grosime de 15...20 cm (clasă C 2,8/3,5) înainte de întărirea acestuia, în așa fel încât talpa elementului prefabricat să pătrundă în beton pe o adâncime de 8...10 cm, ceea ce permite o mai bună conlucrare între infrastructură și teren. Pentru a asigura montarea în condiții optime a elementelor de la suprastructură, întregul ansamblu fundație-soclu trebuie să fie perfect orizontal.

Ansamblul fundație-soclu este prevăzut pe fețele laterale cu caneluri ce au rolul de a asigura o conlucrare mai bună a betonului de monolitizare cu cel prefabricat. Pentru executarea îmbinării între elementele prefabricate se procedează astfel: se sudează mustățile, se așează etrierii la distanțele precizate mai sus, se cofrează zona de îmbinare și apoi se va turna beton de clasă C 8/10 – C 16/20

Pentru a evita dificultățile ce pot să apară la realizarea îmbinărilor de la colțurile construcției, se pot folosi elemente prefabricate special proiectate pentru zona de colț (fig. 2.58). Aceste elemente au formă de L cu aripi egale cu lungimi de 1,00 m.

2.4. Concluzii

Execuția industrializată a lucrărilor de fundații reprezintă un progres important în dezvoltarea construcțiilor, ducând totodată la reducere substanțială a duratei de execuție a construcției, a costurilor, precum și la creșterea productivității muncii.

Ca urmare a celor prezentate în cadrul acestui capitol, se poate remarca că în decursul timpului au fost concepute numeroase soluții constructive de prefabricare a fundațiilor, atât pentru fundațiile izolate sub stâlpi cât și pentru fundațiile continue sub pereți portanți. Ca urmare, se poate observa că există o mare varietate de fundații prefabricate atât în ceea ce privește forma lor cât și modul de execuție al acestora. Cu toate acestea în timp doar o parte dintre aceste fundații s-au impus în practică.

Fundațiile integral prefabricate au dezavantajul că suportă încărcări mici și trebuie amplasate pe terenuri bune de fundare, capacitatea portantă a unor astfel de fundații fiind mică, deoarece dimensiunile fundației sunt limitate, urmărindu-se ca greutatea lor să nu depășească capacitatea de ridicare și transport a utilajelor existente în dotarea șantierelor de construcții.

Pentru utilizarea unor fundații integral prefabricate și în cazul terenurilor slabe de fundare, este necesară îmbunătățirea terenului de fundare prin ștanțare, și ca urmare forma elementului prefabricat trebuie adaptată în așa fel încât acesta să poată fi utilizat ca element de ștanțare. În acest scop s-a propus studierea unor fundații integral prefabricate având formă de emisferă și trunchi de con care să fie amplasate pe terenuri slabe de fundare, dar care pot fi îmbunătățite prin ștanțare. Aceste fundații prefabricate se pot folosi atât ca fundații izolate sub stâlpi, cât și ca fundații discontinue sub pereți portanți.

Cap. 3. FUNDAȚII EXECUTATE ÎN GROPI ȘANȚATE

Prin forma lor și prin tehnologia de execuție, fundațiile executate în gropi șanțate reprezintă atât o soluție de fundare propriu-zisă, cât și de îmbunătățire a terenului din jurul fundațiilor, sporind astfel capacitatea portantă a acestora.

3.1. Tehnologia șanțării gropilor pentru fundații

La proiectarea fundațiilor, spre deosebire de alte elemente de construcții, trebuie să se țină seama în plus de condițiile specifice legate de proprietățile fizico-mecanice ale terenului de fundare, de prezența apelor subterane și de mărimea și caracterul încărcărilor, de tipul structurilor și a modului de transmitere al încărcărilor (concentrat, distribuit) etc.

În cazul în care, în urma cercetării terenului de fundare, caracteristicile fizico-mecanice ale acestuia indică un teren de fundare slab, folosirea soluțiilor clasice de fundare ar conduce la costuri ce reprezintă peste 30...40 % din costul total al construcției.

Din această cauză pentru construirea pe terenuri slabe s-au făcut și se fac numeroase cercetări în ceea ce privește perfecționarea tehnologiilor de îmbunătățire a terenului de fundare, precum și în elaborarea unor noi tehnologii de îmbunătățire și execuție a fundațiilor.

Astfel, în urmă cu cca. 20...25 de ani a început să se studieze și apoi să se aplice cu succes o nouă tehnologie de realizare a fundațiilor, bazată pe execuția prin șanțare a gropilor de fundație, tehnologie ce asigură o utilizare rațională a rezervelor de capacitate portantă ale terenului de fundare, realizând o îmbunătățire a caracteristicilor fizico-mecanice ale acestuia.

Această tehnologie, de executare șanțată a gropilor de fundație, s-a aplicat atât la clădiri civile cât și industriale, soluțiile constructive adoptate în final, fiind diferite în funcție de stratificația terenului de fundare și de tipul structurii de rezistență.

La noi în țară tehnologia șanțării a fost folosită de colectivul Departamentului de Inginerie Geotehnică și Căi de Comunicație Terestre din cadrul Universității "Politehnica" din Timișoara, sub coordonarea prof. dr. ing. Marin Păunescu începând din anul 1980.

Tehnologia șanțării gropilor pentru fundații constă în realizarea acestora nu prin săpare ca în varianta clasică ci, prin introducerea în pământ, prin vibrație sau batere, a unui echipament (numit mai) având forma și dimensiunile

infradosului fundației. Pentru a mări efectul de îndesare al pământului, atât la ștanțarea prin batere [42, 43], cât și prin vibroștanțare [42, 43, 70, 72], forma generală a echipamentului de ștanțare este tronconică sau trunchi de piramidă cu baza mare în sus.

În urma aplicării acestei tehnologii, în teren, apare o amprentă având forma și dimensiunile echipamentului de ștanțare, aceasta constituind groapa de fundație în care se va turna fundația monolită sau se va monta fundația prefabricată, iar în jurul acesteia, în adâncime și în lateral, se formează o zonă de teren îndesat, în limitele căreia se obține o îmbunătățire a rezistențelor mecanice precum și o reducere a proprietăților de deformabilitate ale acestuia, astfel încât, fundațiile realizate în gropi ștanțate să poată transmite importante sarcini verticale și orizontale în condițiile unor dimensiuni reduse.

Pentru a mări capacitatea portantă a acestor sisteme de fundare, la partea inferioară a fundațiilor se poate realiza 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 realizat și amprenta ștanțată.

Tot în vederea creșterii capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate dar și pentru eliminarea inconvenientelor aduse de refularea la suprafață a marginilor gropii ștanțate se poate realiza la partea superioară a fundației o placă antirefulantă ale cărei dimensiuni în plan depășesc conturul bazei superioare a fundației executată în groapă ștanțată.

Tehnologia de ștanțare a gropilor de fundație se poate realiza prin mai multe procedee:

- ștanțarea prin batere;
- ștanțarea prin vibrare (vibropresare, vibropercuții);
- ștanțare prin presare statică.

În România s-au utilizat primele două procedee de ștanțare, dar o atenție deosebită a fost acordată ștanțării prin vibropresare și vibropercuții, procedeu elaborat și studiat de Departamentul I.G.C.C.T. din cadrul Universității “Politehnica” din Timișoara.

Operațiunea de ștanțare a gropilor de fundare se începe după ce în prealabil au fost executate lucrările pregătitoare ce constau în:

- eliberarea amplasamentului de clădiri, linii aeriene, conducte, cabluri subterane, etc.;
- înlăturarea solului vegetal și excavarea săpăturii, până la cota prevăzută în proiect;
- trasarea axelor construcției și conturului fundațiilor
- pichetarea fundațiilor.

Ștanțarea prin batere este un procedeu prin care groapa de fundație se realizează ca urmare a căderii repetate a unui mai cu greutate de 1...3 t de la o înălțime de 3...5 m, în acest caz realizarea gropii depinzând de energia acumulată de mai în cădere liberă. În cazul în care în gropile ștanțate se vor

dispune fundații prefabricate, acestea pot fi utilizate ca elemente de ștanțare pentru realizarea gropilor asigurând ulterior un contact mai bun între prefabricat și terenul de fundare, dar în acest caz elementul prefabricat trebuie adaptat pentru ridicare și manevrare.

În figura 3.1 sunt prezentate fazele de execuție ale unei fundații executată în groapă ștanțată realizată prin batere [14]:

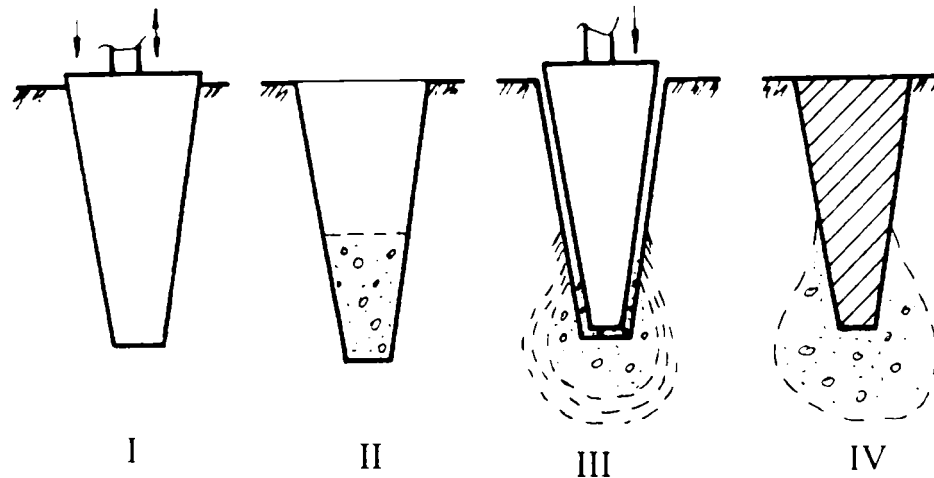


Fig. 3.1. Tehnologia de realizare a fundațiilor în gropi ștanțate prin batere.

- **faza I** realizarea gropii ștanțate cu dimensiunile dorite ca urmare a căderii libere repetate a unui mai de la o anumită înălțime;

- **faza II** constă în umplerea parțială (1/3) a gropii ștanțate cu materialul de adaos pentru realizarea bulbului care ulterior va fi compactat cu același mai.

- **faza III** corespunde variantei în care se dorește realizarea unui bulb cu dimensiuni mai mari, caz în care materialul de adaos se introduce în 2...5 porții compactate succesiv;

- **faza IV** constă în realizarea în groapa ștanțată cu bulb a fundației turnate monolit sau dacă fundația este prefabricată montarea acesteia în groapă.

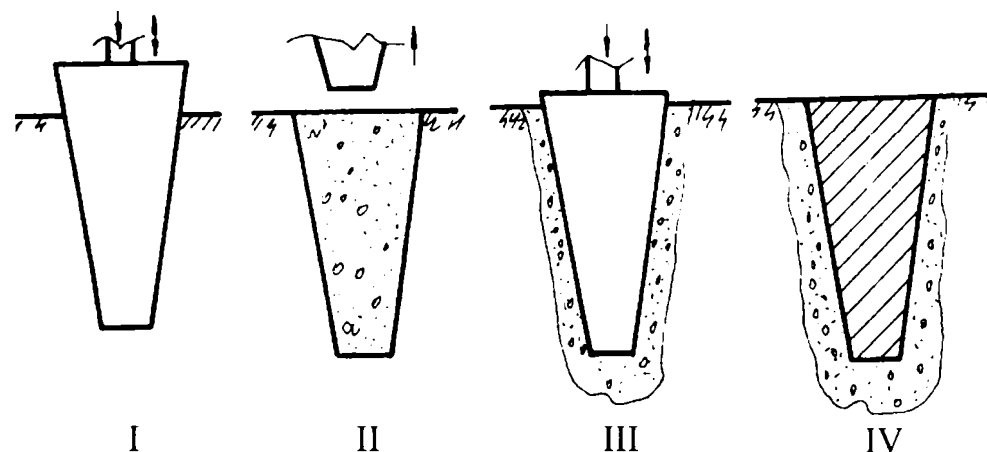


Fig. 3.2. Tehnologia de realizare a fundațiilor în gropi ștanțate prin vibrare.

În figura 3.2 sunt prezentate fazele de execuție ale unei fundații executate în groapă ștanțată realizată **prin vibrare**. Acestea sunt asemănătoare celor de la ștanțarea prin batere deosebirea constând doar în faptul că maiul se introduce în teren prin vibrare și nu prin batere. În acest caz materialul de

adaos pentru realizarea bulbului va umple groapa ștanțată.

Se poate observa că în acest caz materialul de adaos este dispus pe întreaga adâncime a gropii, iar zona de teren îndesat are o extindere mai mică în adâncime sub baza fundației, în schimb se obține o mai bună îndesare în lateral a terenului de fundare și posibilitatea asigurării unui drenaj bun al terenului din jurul fundației

Ștanțarea prin vibrație se recomandă în cazul pământurilor necoezive (nisipuri afânate cu $I_D \leq 0,4$), umpluturilor neomogene, nisipurilor prăfoase, nisipurilor argiloase la care gradul de îndesare al pământului este influențat de efectul favorabil al vibrațiilor.

3.2. Utilaje, instalații și echipamente folosite pentru ștanțarea gropilor de fundații

Pentru ștanțare se folosesc utilaje și instalații specifice tehnologiei de ștanțare. La execuția gropilor de fundare prin vibroștanțare se folosesc utilaje vibratoare sau vibropercutoare ca de exemplu AVP-1, AVPP-1, etc. [14, 72, 76, 78, 80, 106].

În figura 3.3 este prezentat agregatul de vibropresare AVP 1. Acesta este alcătuit dintr-un tractor cu șenile S1500 prevăzut cu o lumânare de ghidaj (1) pe care culisează un generator de vibrații (2) de care este fixat maiul utilizat la ștanțarea gropii de fundație (3). Agregatul de vibropresare AVP 1 poate lucra și independent, fiind prevăzut cu un generator de curent care alimentează cu energie generatorul de vibrații.

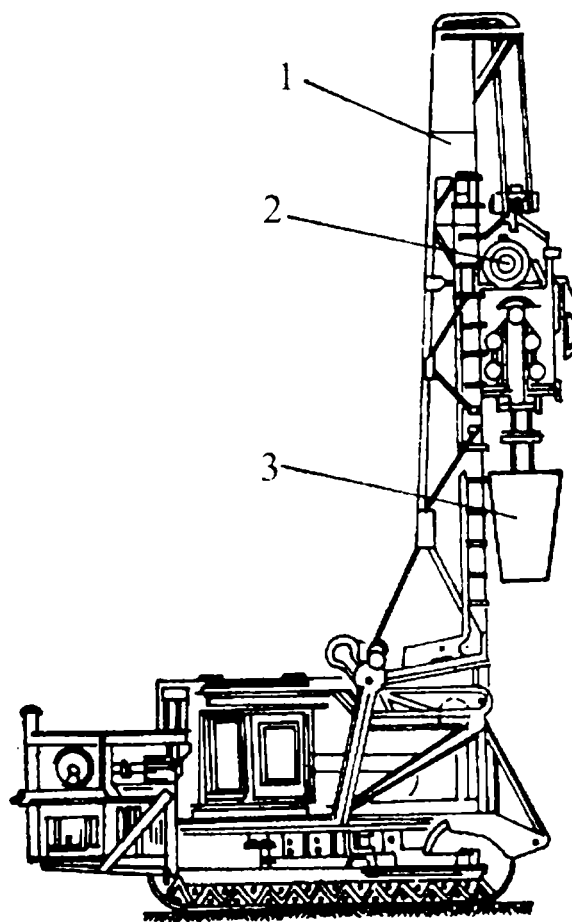


Fig. 3.3. Agregatul de vibropresare AVP 1.

În afara utilajelor vibratoare, la realizarea fundațiilor în gropi ștanțate, se pot utiliza și instalații de vibroștanțare. O astfel de instalație (fig. 3.4) a fost proiectată și executată în cadrul Departamentului I.G.C.C.T. fiind compusă din cadrul suport (2) și cadru de ghidare (3) pentru maiul (1) precum și dintr-un motor electric (4) de acționare al vibrogeneratorului (5), ea prezentând avantajul că poate fi manevrată cu orice utilaj de ridicat cu o capacitate de ridicare de 5 t.

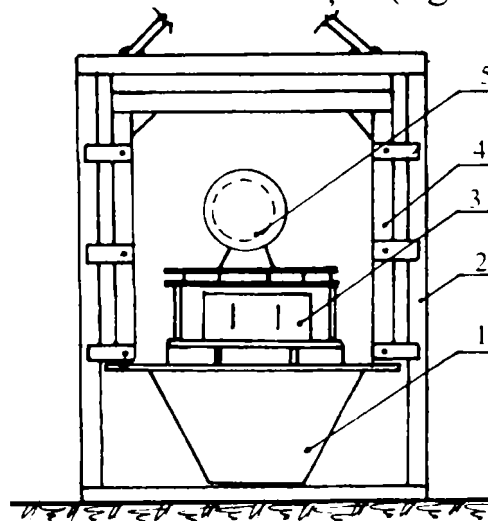


Fig. 3.4. Instalație de vibroștanțare.

În cazul în care ștanțarea gropilor de fundare se realizează prin batere există avantajul folosirii ca utilaj purtător a unei game largi de utilaje de ridicat existente în dotarea unităților de construcții. Atașarea la aceste utilaje a echipamentului sau instalației de batere nu implică modificarea utilajului.

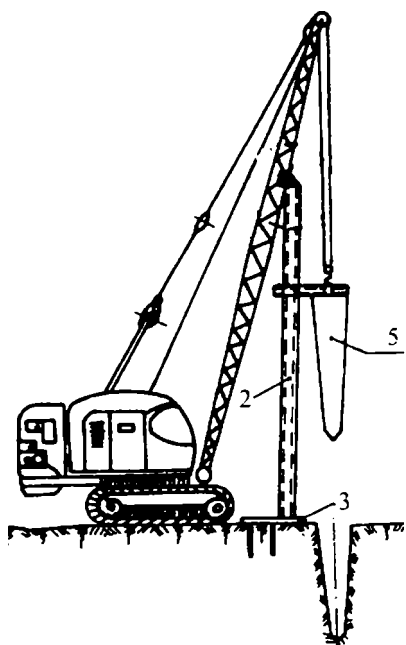


Fig. 3.5. Utilaj de ștanțare prin batere.

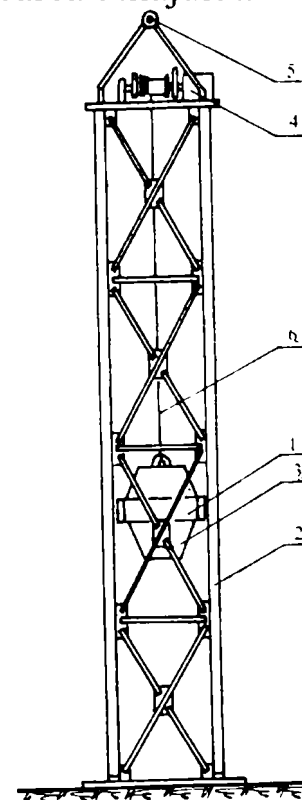
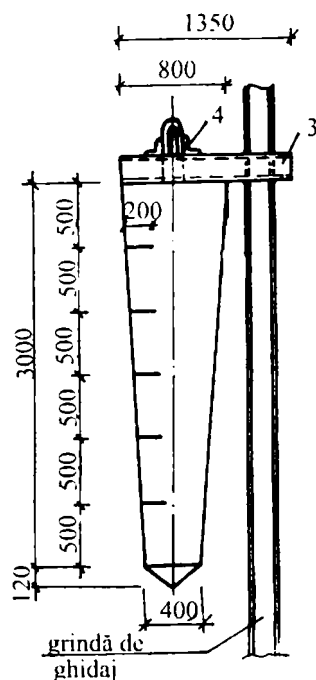


Fig. 3.6. Instalație de ștanțare prin batere.

În figura 3.5 se prezintă schema de principiu a unui utilaj de ștanțare prin batere, iar în figura 3.6 este prezentată o instalație de ștanțare prin batere. Instalația se compune dintr-un dispozitiv de prindere al maiului (1), un 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, iar cu (5) este notat dispozitivul de prindere al instalației la cârligul macaralei.

Echipamentul de ștanțare poartă denumirea de mai în cazul ștanțării prin batere, respectiv de vibromai în cazul vibroștanțării. Forma generală a echipamentelor de ștanțare a fost aleasă cea de trunchi de piramidă cu baza mare în sus deoarece această formă prezintă următoarele avantaje:

- fundațiile trunchi de piramidă au o capacitate portantă mai mare decât fundațiile având formă prismatică cu aceeași suprafață a secțiunii transversale [2];
- forma de trunchi de piramidă ușor de realizat este avantajoasă atât pentru înfigerea echipamentului în teren, cât mai ales pentru extragerea maiului, respectiv a vibroștanței, asigurând totodată și o stabilitate sporită a pereților gropii la extragerea echipamentului.

În figura 3.7 sunt prezentate câteva forme și dimensiuni orientative ale maiurilor folosite la ștanțarea prin batere.

În cazul utilizării fundațiilor prefabricate pentru ștanțarea gropii de fundație se poate folosi chiar elementul prefabricat.

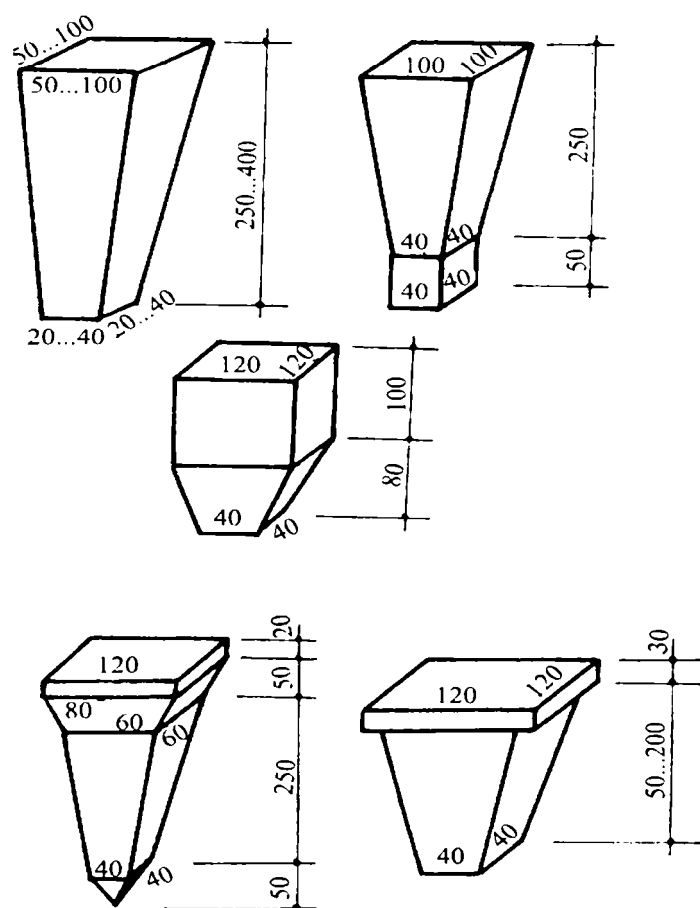


Fig. 3.7. Forme și dimensiuni orientative de maiuri.

Vibromaiurile sunt echipamente care se folosesc la ștanțarea gropilor de fundații folosind vibrațiile însoțite de presare sau percuții. Aceste echipamente pot fi confecționate din tablă groasă (10...15 mm) sau se pot executa ca elemente masive din beton armat.

Prinderea vibroștanței de vibrogenerator se face prin intermediul unei țevi cu Φ 219...325 mm și a unei flanșe. În figura 3.8 sunt prezentate cele trei tipuri de vibroștanțe utilizate ca echipamente de ștanțare la vibrogeneratorul AVP 1:

- echipament masiv din beton armat (fig. 3.8 a);
- echipament realizat din tablă groasă, gol interior (fig. 3.8 b);
- echipament cu clapetă la vârf, gol în interior (fig. 3.8 c).

Folosirea vibroștanțelor în realizarea fundațiilor în terenuri cu capacitate portantă medie, asupra cărora vibrațiile au un efect pozitiv din punct de vedere al îndesării.

Vibroștanțele cu clapetă se folosesc în terenuri necoezive sau slab coezive, la care configurația geometrică a gropii ștanțate nu se poate păstra, sau când nivelul apelor subterane este ridicat. Acest echipament permite ștanțarea gropilor, iar prin sistemul de clapete asigură, pe măsura extragerii, betonarea spațiului ștanțat.

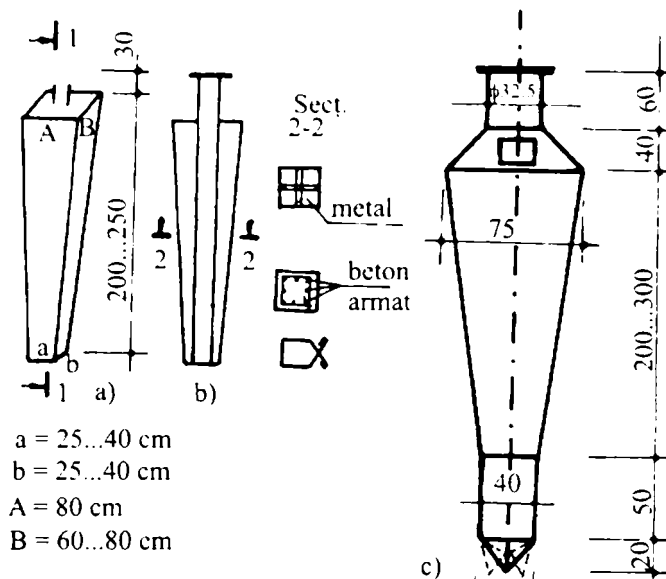


Fig. 3.8. Echipamente pentru vibroștanțare.

3.3. Tipuri de fundații executate în gropi ștanțate

La aplicarea soluțiilor de fundare prin ștanțare trebuie să țină seama de:

- caracteristicile fizico-mecanice ale terenului de fundare;
- tipul structurii de rezistență a construcției (cadre, pereți portanți, mixte, etc.);
- mărimea și natura încărcărilor transmise fundațiilor de către suprastructură (statice, dinamice, concentrate, distribuite, etc.).

Din punct de vedere constructiv, soluțiile de fundare prin ștanțare aplicate în România, au acoperit toată gama de structuri pentru construcții utilizată în practica curentă, iar natura terenului a fost diversă: pământuri necoezive, pământuri coezive, umpluturi, loessuri etc. [106].

Clasificarea fundațiilor realizate în gropi ștanțate se face ținând seama de următoarele criterii:

- adâncimea de fundare;

- modul de realizare ;
- modul de transmitere al încărcărilor.

În funcție de raportul h/b_{med} al dimensiunilor elementelor de fundare, fundațiile realizate în gropi ștanțate se pot clasifica în:

- fundații de mică adâncime (de suprafață) realizate în gropi ștanțate, la care raportul $h/b_{med} \leq 2$ (unde h este înălțimea fundației, iar b_{med} este lățimea laturii secțiunii medii transversale a fundației) (fig. 3.9 a);

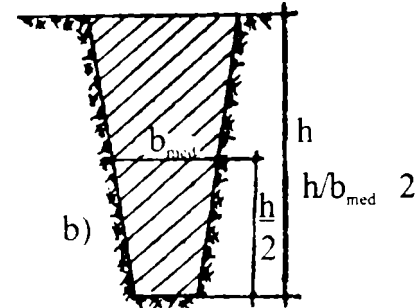
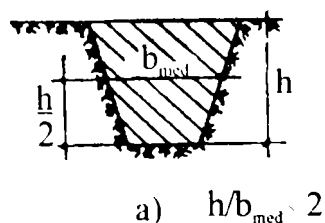


Fig. 3.9. Fundații realizate în gropi ștanțate: a - fundații de mică adâncime, b - fundații de adâncime medie.

- fundații de adâncime medie (tip colțar) realizate în gropi ștanțate la care raportul $h/b_{med} > 2$ (fig. 3.9 b).

În funcție de modul de realizare al gropii ștanțate, acestea pot fi:

- fundații cu talpă plană sau sub formă de pană, realizate direct în groapa ștanțată fără bulb la partea inferioară (fig. 3.10 a, b);
- fundații cu bulb din material granular de adaos (piatră spartă, refuz de ciur, balast, beton vârtos, etc.), introdus în porții în amprenta ștanțată inițial și care se va îndesa cu același echipament cu care s-a realizat inițial ștanțarea gropii de fundație (fig.3.10 c).

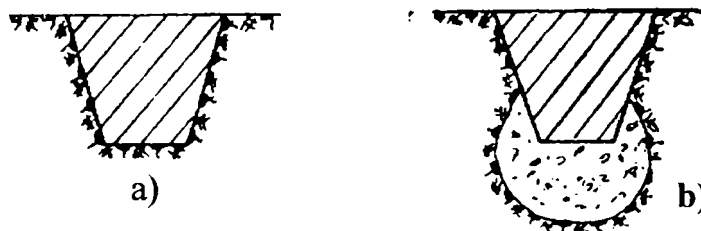


Fig. 3.10. Fundații de mică adâncime:

a - realizate în gropi ștanțate fără bulb, b - realizate în gropi ștanțate cu bulb.

În continuare sunt prezentate diferite soluții constructive de realizare a fundațiilor în gropi ștanțate.

3.3.1. Fundații izolate sub stâlpi executate în gropi ștanțate

Fundațiile izolate, cu dimensiuni reduse, pentru stâlpi (din beton armat monolit sau prefabricați) ce transmit încărcări mai mici de 500 kN sunt folosite în cazul construcțiilor agrozootehnice ușoare, precum și a altora similare.

Groapa unei astfel de fundații se ștanțează direct, pe tot volumul dintr-o singură operație de șanțare. Între două astfel de fundații vecine nu există influențe reciproce în transmiterea încărcărilor.

În cazul terenurilor la care straturile portante se află la adâncimi mai mici de 2 m, se folosesc elemente de fundare cu $h \leq 1,5$ m având fețele laterale înclinate sub un unghi de $18...30^\circ$.

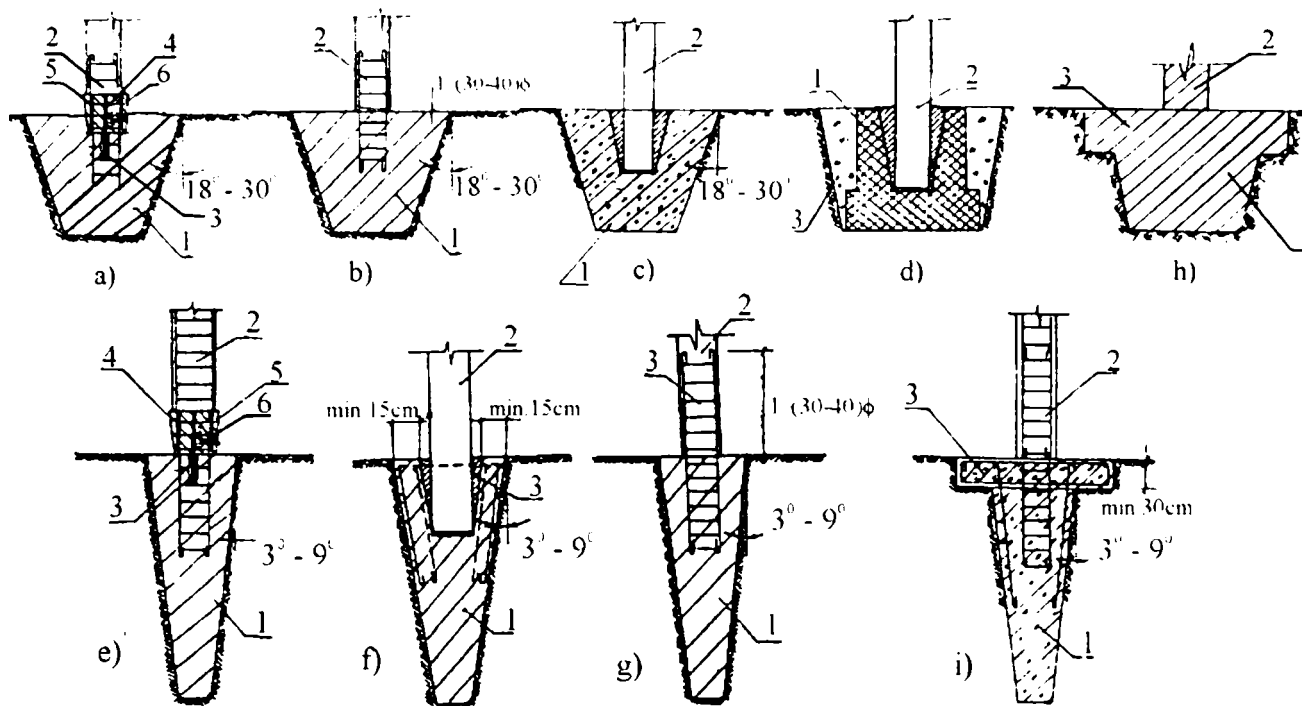


Fig. 3.11. Fundații în gropi ștanțate pentru construcții ușoare.

În figura 3.11 a este prezentată o variantă de realizare a unei astfel de fundații, alcătuită dintr-un element de fundare prefabricat (1) introdus în groapă șanțată. Montarea stâlpilor prefabricați (2) se va face prin sudarea unor mustăți de armătură (5) lăsate în elementul de fundație și în stâlp și apoi monolitizarea îmbinării (6). Pentru menținerea stâlpului în poziție verticală până la realizarea monolitizării, acesta este prevăzut la partea inferioară cu un dorn (4) care se va introduce într-un ștuț din țevă montat în elementul de fundație (3).

În figura 3.11 b fundația este realizată monolit (1), în groapă șanțată, și poate fi folosită atunci când stâlpii sunt realizați și ei în variantă monolită (2). În acest caz legătura între stâlp și fundație se va realiza prin sudarea armăturilor de legătură înainte de turnarea stâlpului, suprapunerea acestora realizându-se pe o lungime de $30...40$ ori diametrul armăturilor verticale.

În cazul în care stâlpul este prefabricat se poate folosi o fundație cu guler realizată monolit (fig. 3.11 c) sau o fundație prefabricată, tip pahar (fig. 3.11 d), introdusă în groapă șanțată pentru realizarea căreia s-a folosit un mai cu pantă mai mică ($8...10^\circ$ față de verticală). Spațiul din jurul fundației pahar se va umple cu pământ bine compactat cu maiul manual.

În cazul în care terenul bun de fundare este la adâncimi mai mari de 2 m,

în locul elementelor de fundare prezentate anterior, se vor folosi elemente de fundare tip colțar cu $h = 2...4$ m și fețele laterale înclinate cu $3...9^\circ$ față de verticală (fig.3.11 e, f și g).

Pentru a crește capacitatea portantă a fundațiilor executate în gropi ștanțate la solicitări orizontale, verticale și moment, elementele de fundare pot fi prevăzute la partea superioară cu un cuzinet ale cărui dimensiuni în plan depășesc conturul bazei mari (superioare) a elementului de fundare (fig. 3.11 h și i). Prezența cuzinetului în alcătuirea fundației, face ca o parte din încărcarea transmisă de stâlp, să fie preluată de acesta și transmisă prin intermediul marginii la teren, reducându-se astfel încărcarea pe restul elementului de fundare. În cazul în care elementul de fundare cu cuzinet este prefabricat, el poate fi folosit ca echipament de ștanțare în realizarea gropii, în acest caz cuzinetul având și rolul de a împiedica refularea laterală a pământului, ducând la creșterea capacității portante a elementului de fundare [82].

În cazul în care fundațiile în gropi ștanțate sunt dispuse sub stâlpi care transmit încărcări între 500...1000 kN, spre exemplu la hale industriale cu fără poduri rulante, centrale termice de cartier, depozite și construcții civile în cadre cu până la P+2E (fig.3.12 a, b, c, d, e, f, g și h) se recomandă ca după executarea gropii ștanțate, la baza acesteia să se realizeze un bulb din material granular de adaos (balast, pietriș, piatră spartă, beton vârtos), obținut prin îndesarea (prin batere sau vibropresare) cu același echipament cu care s-a realizat și groapa ștanțată.

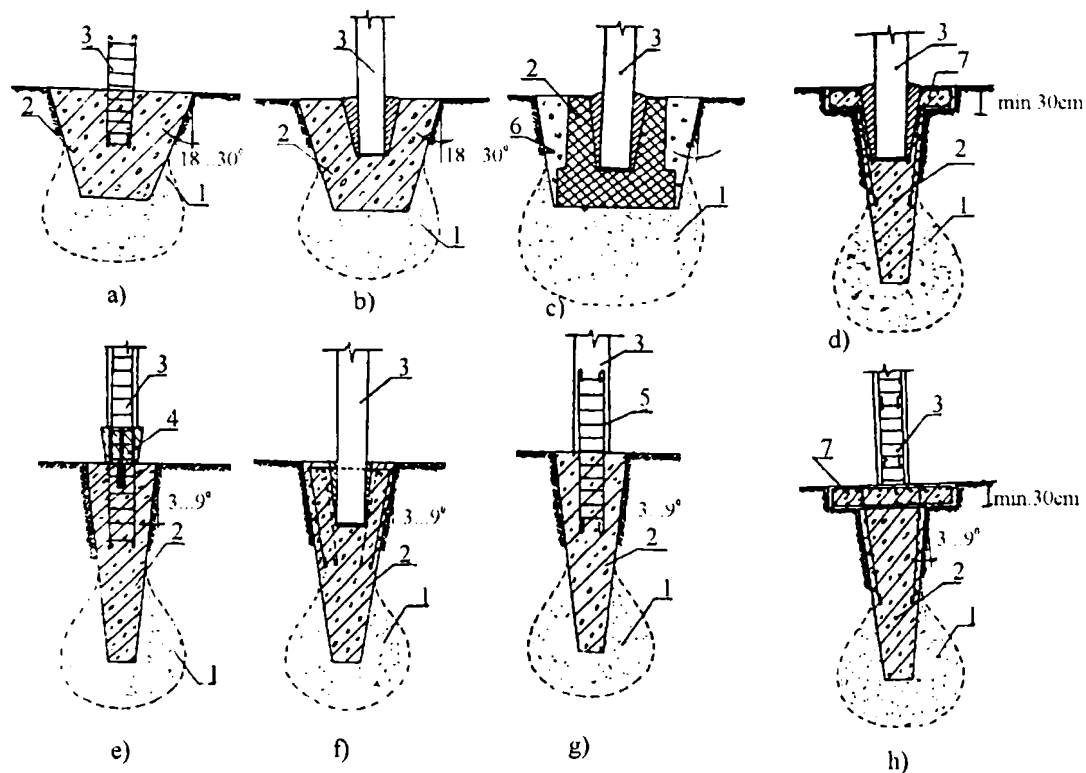


Fig. 3.12. Fundații în gropi ștanțate cu bulb: 1 - bulb din material granular de adaos, 2 - element de fundare, 3 - stâlp, 4 - dorn, 5 - armături de legătură, 6 - umplutură de pământ, 7 - cuzinet din beton armat.

În cazul în care fundațiile în gropi ștanțate sunt dispuse sub stâlpi care transmit încărcări între 1000...1500 kN, spre exemplu la hale industriale cu poduri rulante ușoare, construcții social-culturale și chiar industriale cu supra-

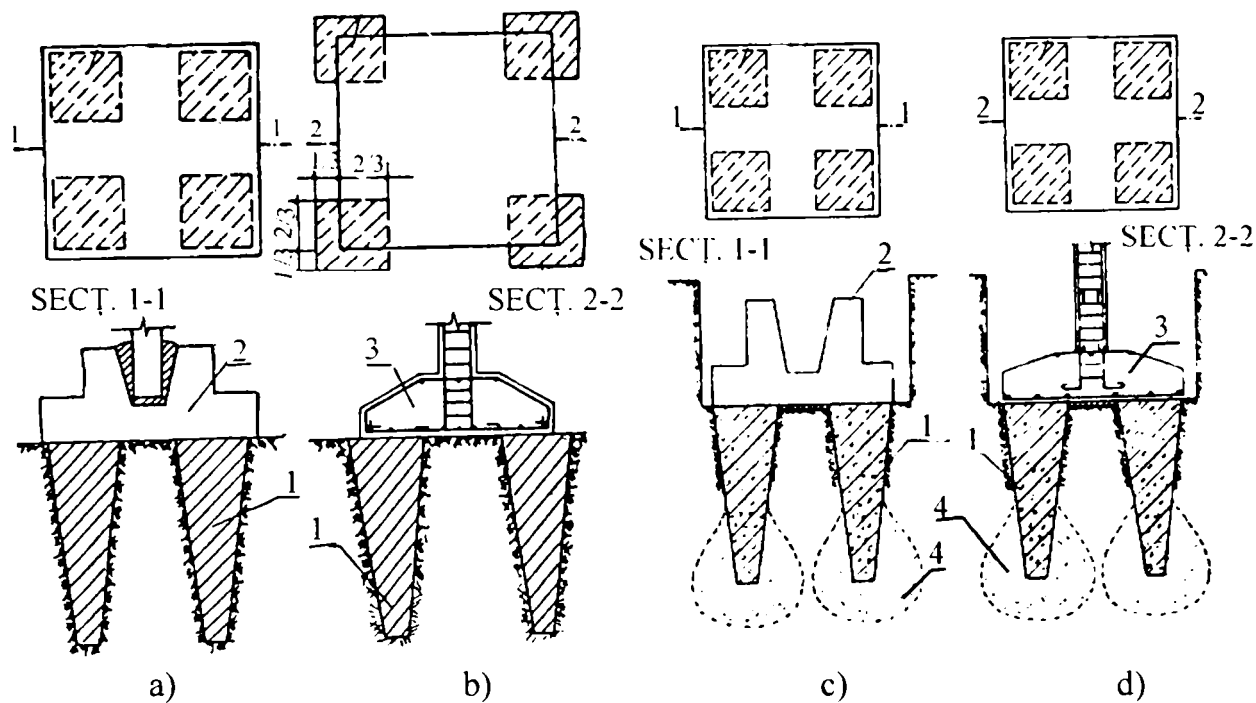


Fig. 3.13. Fundații izolate cu descărcare pe grup de colțari:
1 - colțar, 2 - fundație pahar, 3 - fundație elastică, 4 - bulb din material granular.

structura în cadre cu până la P+4E se utilizează fundații tip pahar prefabricat sau fundație cu talpă din beton armat ce descarcă pe colțari din beton simplu sau parțial armați, turnați monolit sau prefabricați, executați în gropi ștanțate fără bulb (fig. 3.13 a și b) sau cu bulb pentru stâlpi ce transmit încărcări cuprinse între 1500...2000 kN (fig. 3.13 c și d) [82].

Pornind de la soluțiile prezentate anterior, în perioada 1990-1995 în cadrul departamentului I.G.C.C.T., pe baza unor contracte de cercetare încheiate cu M.L.P.A.T. și M.C.T. [104, 105] au fost experimentate 6 noi tipuri de elemente de fundare realizate în gropi ștanțate, utilizabile la realizarea fundațiilor izolate sau continui.

În figura 3.14 a este prezentat un astfel de element de fundare alcătuit dintr-un trunchi de piramidă (sau trunchi de con) cu $L(d_s) = 70...100$ cm, $l(d_i) = 50...70$ cm și $h = 50...70$ cm care descarcă pe 4 elemente, dispuse în colțurile fundației, având formă de trunchi de piramidă, trunchi de con sau cilindrice, cu lungimea de 1,0...1,5 m și latura sau diametrul secțiunii medii de 15 cm (cu $d_s = 10$ cm, $d_i = 15...20$ cm) sau pe un singur element trunchi de piramidă sau trunchi de con cu lungimea de 1,0...1,5 m și latura sau diametrul secțiunii medii de 20...25 cm (cu $d_s = 15...20$ cm, $d_i = 30...35$ cm) ca în figura 3.14 b. Varianta din figura 3.14 c are cele 4 elemente dispuse după axele elementului de fundare, direcție după care acționează și momentul la care este solicitată fundația.

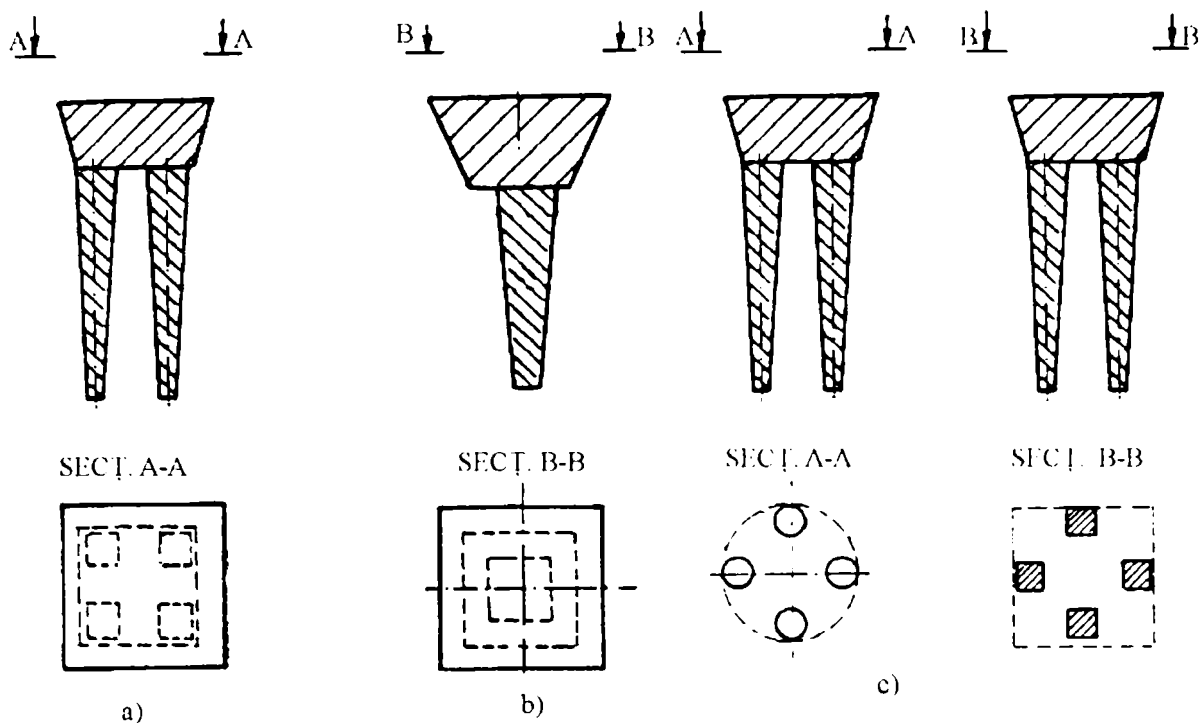


Fig. 3.14. Elemente de fundare cu descărcare pe grup de colțari realizați în gropi ștanțate.

Aceste elemente se realizează printr-o combinație de 2 trunchiuri de piramidă sau trunchi de con, fiind destinate construcțiilor cu încărcări mici și medii amplasate pe terenuri de fundare normale sau slabe. Pot fi realizate ca fundații în gropi ștanțate cu bulb sau fără bulb. Dacă se dorește creșterea capacității portante la forțe orizontale și momente, fundațiile pot fi realizate cu plăci de descărcare ca în figura 3.15.

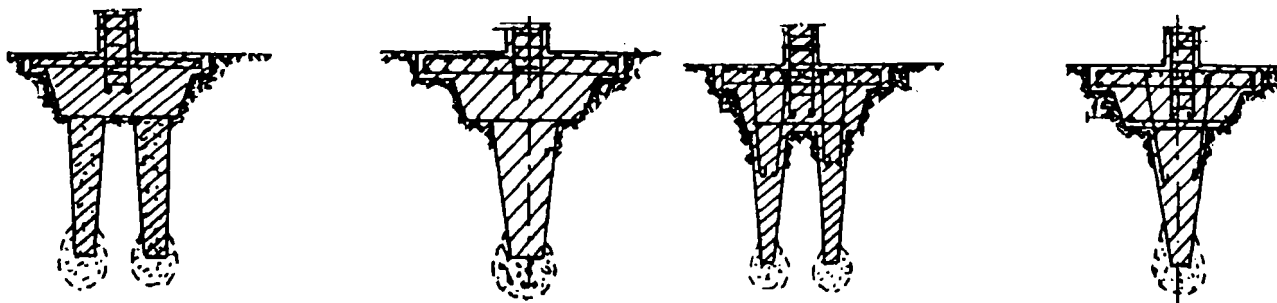


Fig. 3.15. Fundațiile cu plăci de descărcare.

În cazul construcțiilor ce transmit încărcări mari la terenul de fundare, se pot folosi fundații izolate de mari dimensiuni alcătuite dintr-o fundație realizată în varianta clasică ce descarcă pe 4...6 elemente asemănătoare celor prezentate anterior. Dispunerea acestor elemente se face ca în figura 3.16. În funcție de capacitatea portantă necesară, elementele de fundare se introduc în gropi ștanțate fără bulb sau cu bulb. În cazul fundațiilor solicitate la forțe orizontale și momente mari trebuie să se realizeze o legătură de încastrare între elementele ștanțate și fundația propriu-zisă [106].

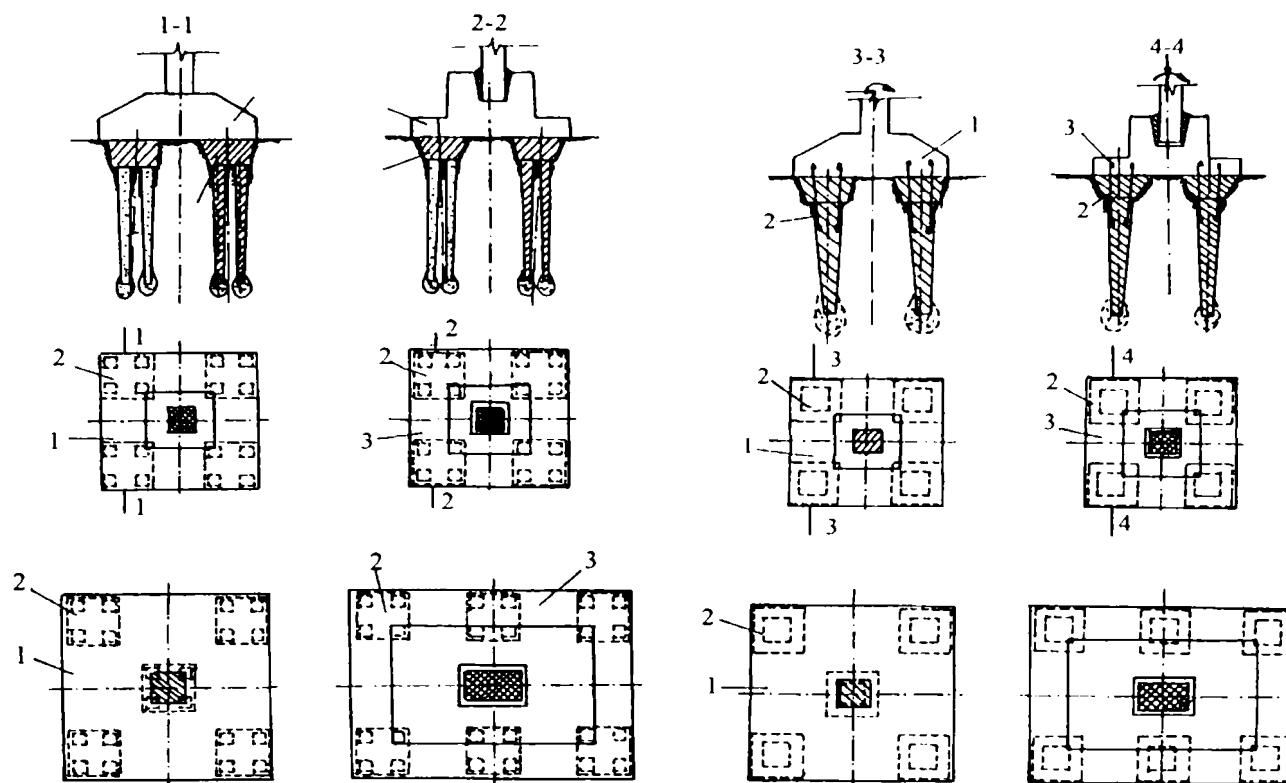


Fig. 3.16. Fundații izolate ce descarcă pe elemente de fundare, solificate la forțe orizontale și momente mari: 1 - fundație pahar sau talpă de beton armat; 2 - colțar sau grup de patru colțari.

3.3.2. Fundații sub pereți portanți executate în gropi ștanțate

Aceste fundații se pot utiliza în cazul construcțiilor cu structură din diafragme de beton armat monolit sau panouri mari prefabricate și zidărie de cărămidă, care transmit terenului de fundare încărcări mai mici de 300 kN/m. Ele pot fi realizate ca fundații cu talpă continuă ce descarcă pe elemente dispuse în gropi ștanțate sau ca fundații cu talpă discontinuă.

Fundațiile cu talpă continuă (fig. 3.17) ce descarcă pe elemente dispuse în gropi ștanțate sunt alcătuite dintr-o talpă (2) din beton armat monolit sau prefabricat ce descarcă pe elemente discontinue (1) din beton executate în

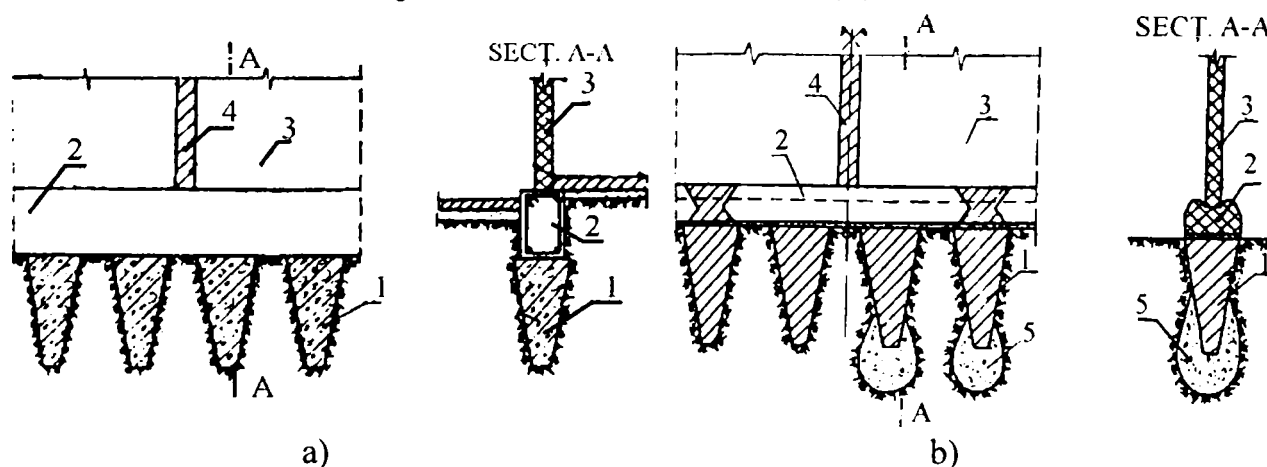


Fig. 3.17. Fundații cu talpă continuă ce descarcă pe elemente realizate în gropi ștanțate cu sau fără bulb: a - pentru diafragme și talpă monolită; b - pentru elevații și tălpi prefabricate, 1 - colțar, 2 - talpă continuă, 3 - panou de elevație, 4 - monolitizare, 5 - bulb.

gropi ștanțate [10]. Elementele discontinue din beton pot fi de mică adâncime sau de adâncime medie (tip colțar) realizate în gropi ștanțate fără bulb sau cu bulb (fig. 3.17 b), în funcție de capacitatea portantă a terenului bun de fundare și adâncimea la care se situează acesta.

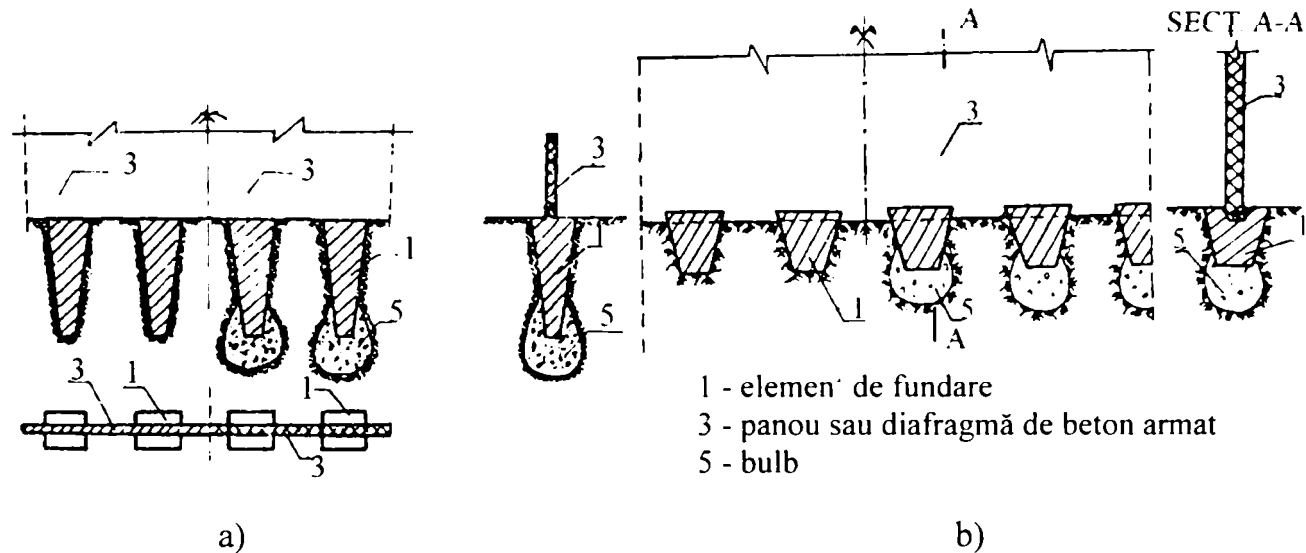


Fig. 3.18. Fundații discontinue executate în gropi ștanțate cu sau fără bulb:
a - cu elemente tip colțar; b - cu elemente de mică adâncime.

Fundațiile fără talpă, discontinue (fig. 3.18), realizate în gropi ștanțate se pretează la construcții cu structura de rezistență din diafragme monolite sau panouri mari prefabricate, care pot rezema direct pe elementele din beton simplu sau beton armat realizate în gropi ștanțate [50]. La acest tip de fundație modul de rezemare diferă față de fundația cu talpă continuă, dar datorită faptului că elementele discrete de rezemare sunt dispuse la distanțe mici între ele, în calcul se va considera că întreg ansamblul alcătuiește o fundație continuă, și aceasta datorită modului de transmitere a încărcărilor la terenul de fundare.

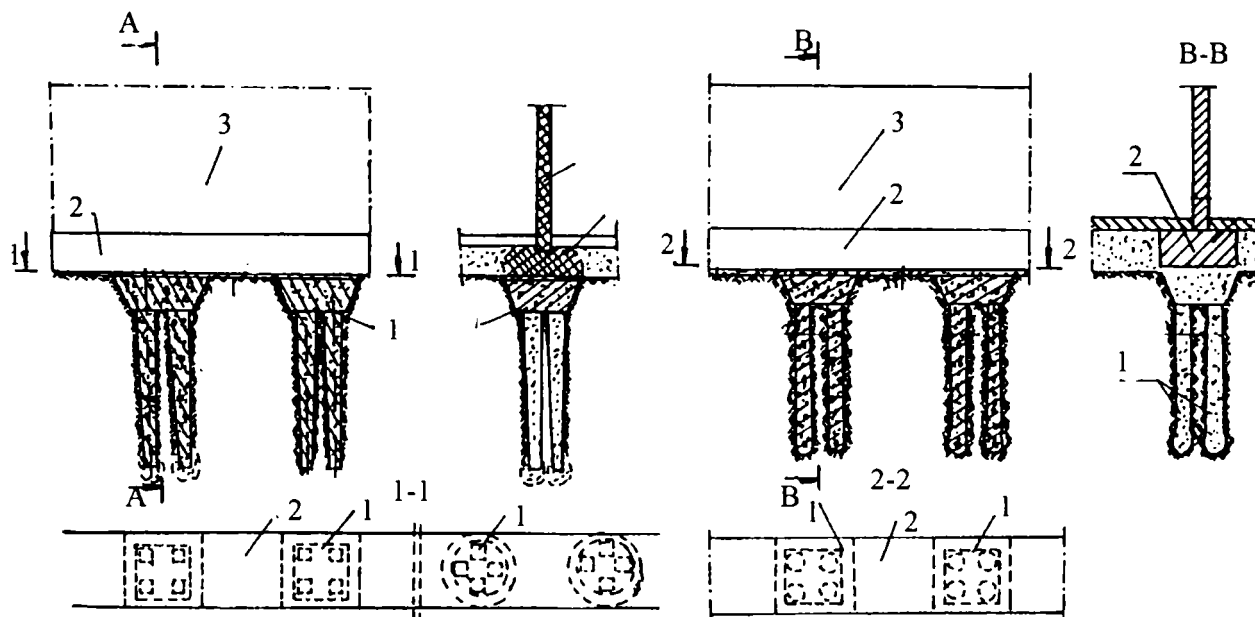


Fig. 3.19. Fundații cu tălpi continue prefabricate sau monolite (2) executate pe elemente de fundare trunchi de piramidă sau trunchi de con (1) realizate prin ștanțare.

Pentru clădirile cu pereți portanți din diafragme de beton armat sau panouri mari prefabricate și zidărie pot fi folosite ca soluții de fundare variantele prezentate în figura 3.19.

3.4 Aspecte ale comportării în exploatare a unor construcții cu fundații executate în gropi ștanțate

Soluțiile de fundare prin ștanțare s-au făcut la început cu caracter experimental în vederea studierii unor aspecte tehnologice, dar și pentru a înlocui unele soluții clasice de fundare, ce prezentau atât un consum mare de beton cât și dificultăți de execuție datorită volumului mare de săpătură, necesitatea unor lucrări de transport a pământului excavat, lucrări de epuismenț.

În cadrul acestui subcapitol se prezintă aspecte privind comportarea în exploatare, a unor construcții efectuate sub coordonarea Departamentului de Inginerie Geotehnică și Căi de Comunicație Terestre din cadrul Universității "Politehnica" din Timișoara, la care s-a aplicat tehnologia de execuție a fundațiilor prin ștanțarea gropilor de fundare.

3.4.1. Bloc de locuințe S+P+8E cu fundații parțial prefabricate și teren îmbunătățit prin ștanțare

În municipiul Timișoara, pe strada Negoiu a fost realizat un bloc de locuințe alcătuit din trei tronsoane (A5, A6 și A7) de înălțimi diferite (6, 7 și 8 nivele) fiecare tronson având la parter spații comerciale [106]. Cele trei tronsoane de bloc au fost similare din punct de vedere constructiv fiind alcătuite din infrastructură realizată în varianta unei cutii rigide cuprinzând cuzineții, pereții subsolului și planșeul peste subsol, suprastructura fiind compusă din cadre transversale și longitudinale monolite cu planșee tip predală. În ceea ce privește terenul de fundare acesta a fost în trecut un teren mlăștinos pe care s-a realizat ulterior o umplutură. Studiul geotehnic efectuat a evidențiat următoarea stratificație:

- 0,00 - 4,20 m - umplutură slabă constituită din gunoaie, fragmente de cărămizi, zgură, depuneri de materiale organice specifice bălților;
- 4,20 - 6,00 m - strat nisipos mijlociu - mare, cenușiu, saturat acesta constituind terenul de fundare. Nivelul apei subterane -1,80 m față de cota terenului natural, apa prezentând agresivitate sulfatică și carbonică.

Soluția de fundare clasică prevedea realizarea unor fundații continue monolite cu descărcare în terenul bun de fundare situat la 4,20 m adâncime, aceasta presupunând realizarea unor săpături de 4,50 m din care 2,70 m sub nivelul apei subterane. Cu scopul de a înlătura dificultățile de ordin tehnic pe

care această soluție le presupune aceasta a fost înlocuită cu o altă soluție în care fundațiile sunt alcătuite ca fundații continue din beton simplu ce descarcă pe colțari din beton simplu (baza mică 40 x 40 cm, baza mare 70 x 70 cm și înălțimea 3 m) cu bulb din balast realizat prin vibroștanțare, colțarii fiind dispuși sub talpa fundației pe două șiruri decalate între ele (în șah).

Pentru a putea urmări comportarea în timp a acestei construcții, aceasta a fost prevăzută cu reperi și s-a făcut urmărirea topografică a deformațiilor.

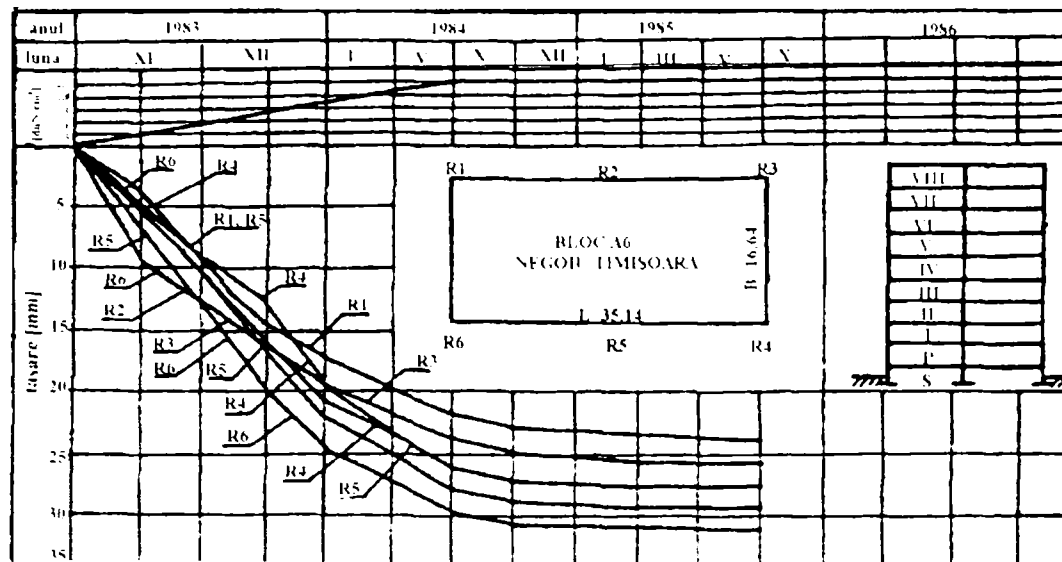


Fig. 3.20. Urmărirea evoluției în timp a tasărilor.

Rezultatele măsurărilor topografice efectuate au fost prezentate în figura 3.20. Se poate observa că în ansamblu construcția a avut o bună comportare în timp, tasările maxime înregistrate fiind de 32 mm, în timp ce tasările diferențiate nu au depășit valori de 10 mm. De asemenea nu au fost observate fisuri în elementele structurii de rezistență sau în îmbinări.

3.4.2. Bloc de locuințe S+P+4E cu fundații discontinue din elemente prefabricate montate în gropi ștanțate

În anul 1984 s-a realizat primul bloc de locuințe (S+P+4E) cu fundații discontinue prefabricate montate în gropi ștanțate, din țară, unul dintre realizatorii acestui proiect fiind și Departamentul de Inginerie Geotehnică și Căi de Comunicație Terestre din cadrul Universității "Politehnica" din Timișoara [82]. Construcția a fost prevăzută cu subsol tehnic general iar suprastructura a fost alcătuită din panouri mari prefabricate (pereți portanți transversali și longitudinali), fiind amplasat în municipiul Timișoara. În ceea ce privește terenul de fundare studiul geotehnic efectuat a evidențiat următoarea stratificație (raportată față de cota $\pm 0,00$ a construcției):

- 1,40 - 2,00 m teren vegetal și umplutură neomogenă;
- 2,00 - 5,20 m argilă prăfoasă;

- 5,20 - 5,60 m nisip argilos;
- 5,60 - 6,00 m nisip mijlociu saturat.

Soluția inițială prevedea realizarea unor fundații continue alcătuite din talpă monolită (lățime 80 cm și 70 cm înălțime) și elevații prefabricate (fig. 3.21). Noua soluție prevedea realizarea unor fundații discontinue prefabricate montate în gropi ștanțate (fig. 3. 22). Aceste elemente prefabricate utilizate la realizarea tăpii discontinue au forma unui trunchi de piramidă cu baza mare în sus (baza mare 80 x 80 cm, baza mică 40 x 40 cm și adâncimea de 50 cm).

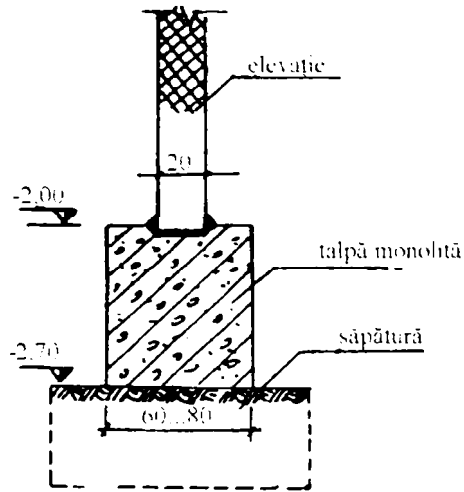


Fig. 3.21. Soluția de fundare inițială.

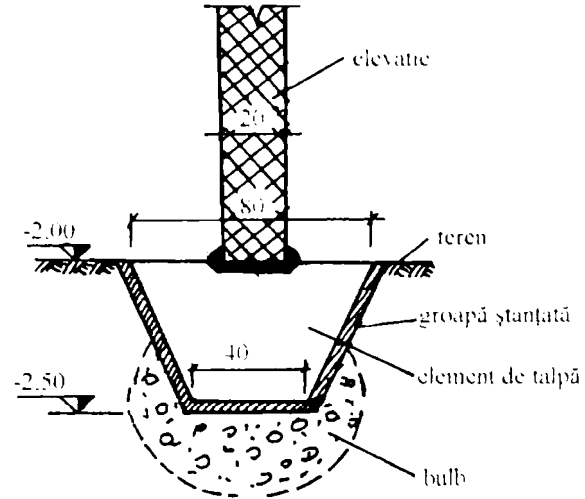


Fig. 3.22. Soluția de fundare aplicată.

Această soluție de fundare fiind o noutate în domeniu, a impus necesitatea urmăririi comportării în timp a acestei construcții atât în faza de execuție cât și după intrarea ei în exploatare. Pentru aceasta s-au montat 8 reperi amplasați la partea superioară a panourilor de elevație, a căror tasare a fost măsurată după încheierea fiecărui ciclu de montaj, iar după terminarea blocului la intervale de 30 de zile. Rezultatele sunt prezentate în figura 3.23.

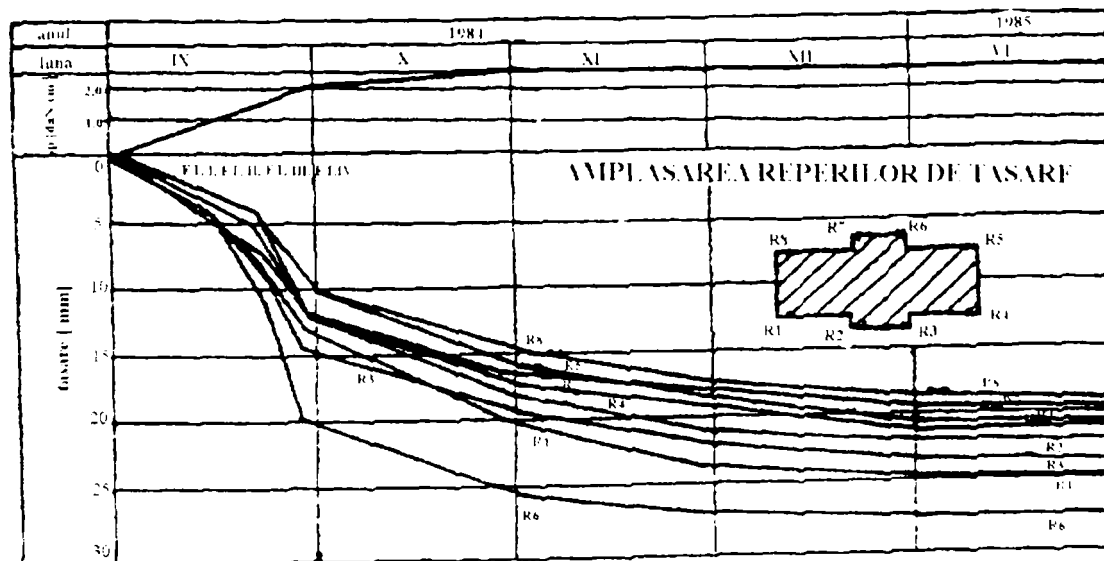


Fig. 3.23. Urmărirea evoluției în timp a tasărilor.

Se poate observa că tasările maxime înregistrate au fost de 2,8 cm și se poate constata că nu există tendința unor tasări diferențiate care să ducă la o redistribuire a eforturilor în structură.

3.5. Concluzii

Ca urmare a analizării comportării în exploatare a unor construcții cu fundații executate în gropi ștanțate se poate aprecia că acestea au arătat o bună comportare în timp iar tasările înregistrate au fost mult sub valorile admise, tasările diferențiate fiind neglijabile, și ca urmare **aceste soluții de fundare prin ștanțare reprezintă soluții moderne ce asigură un grad înalt de mecanizare a lucrărilor de fundații, reprezentând totodată un mod eficient de îmbunătățire a terenului de fundare.**

Efectul de îmbunătățire a terenului de fundare prin ștanțarea gropilor depinde și de forma elementului sau fundației prin care se realizează ștanțarea. De aceea în capitolele următoare se prezintă studiile teoretice și experimentale pe care le-am efectuat cu privire la capacitatea portantă și conlucrarea cu terenul de fundare a fundațiilor cu formă de semisferă și trunchi de con realizate în gropi ștanțate.

Cap. 4 CALCULUL CAPACITĂȚII PORTANTE A FUNDAȚIILOR REALIZATE ÎN GROPI ȘTANȚATE

Pentru a determina dimensiunile în plan ale unei fundații este necesar să cunoaștem capacitatea portantă a terenului de fundare, adică efortul maxim pe care o fundație îl poate prelua și transmite la terenul de fundare, astfel încât să se asigure condițiile de rezistență, stabilitate și exploatare normală a construcției respective. O teorie matematică exactă pentru calculul capacității portante a terenului de fundare nu a fost pusă încă la punct, însă în literatura de specialitate există numeroase metode de determinare a capacității portante a terenului de fundare, elaborate de diferiți autori, ale căror rezultate diferă de la un autor la altul în funcție de ipotezele simplificatoare făcute și de modul în care a fost condus calculul.

4.1. Metode de calcul al capacității portante a terenului de fundare și a fundațiilor

Cele mai des utilizate metode de calcul a capacității portante a sistemelor de fundare sunt metodele care au la bază ipoteza apariției unor suprafețe de alunecare în lungul cărora se produce desprinderea unei părți din masivul de pământ. În cadrul acestor metode se fac diverse ipoteze simplificatoare asupra formei suprafețelor de alunecare, dar nu se face nici un fel de ipoteză cu privire la starea de tensiuni din interiorul părților de masiv pe care să se desprindă. După stabilirea ipotezelor privind forma celor mai probabile suprafețe de alunecare, rezolvarea problemei constă în analizarea echilibrului prismelor de pământ delimitate de aceste suprafețe, presiunea critică determinându-se pe baza scrierii ecuațiilor de echilibru static în momentul ruperii.

Aceste metode se caracterizează prin claritate în alegerea ipotezelor de bază privind forma suprafețelor de alunecare (admit o linie de rupere combinată alcătuită din două segmente rectilinii racordate cu un arc de spirală logaritmică), extinderea suprafețelor de alunecare, prezența sau absența suprasarcinii și a coeziunii pământului, iar în ceea ce privește problema plană rezultatele obținute satisfac în totalitate aspectele legate de dimensionarea sistemelor de fundare directă.

În funcție de ipotezele admise există mai multe metode, fiecare purtând numele autorului, în cadrul acestui subcapitol fiind prezentate pe scurt trei din cele mai reprezentative: metoda Terzaghi (1948), metoda Meyerhof (1951) și metoda Berezanțev (1958).

4.1.1. Metoda Terzaghi

În anul 1948 K. Terzaghi a elaborat o metodă de determinare a capacității portante a unei fundații continue de lățime B , adâncime de fundare D_f , încărcată vertical centric și care descarcă pe teren omogen. În figura 4.1 se prezintă schema de calcul adoptată de autor:

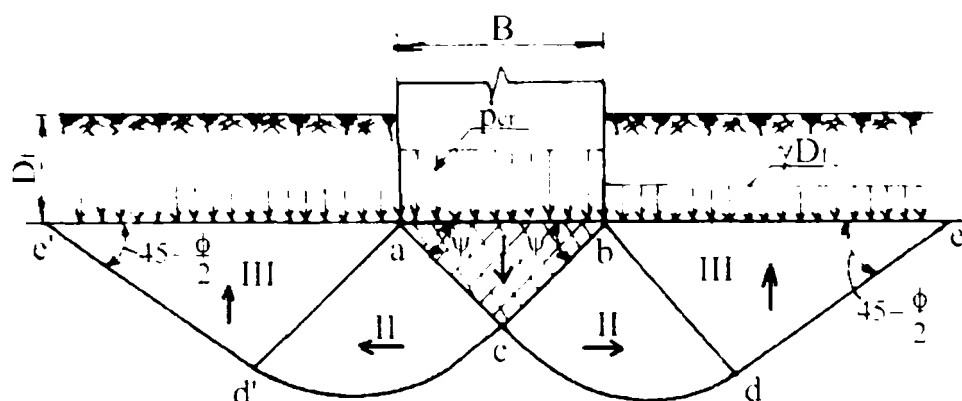


Fig.4.1. Schema de calcul a presiunii critice pentru suprafețe curbe de cedare.

Metoda admite existența sub talpa fundației a unei prisme de pământ abc înclinate cu unghiul ψ față de orizontală (considerată ca un corp rigid cu comportare elastică ce se deplasează concomitent cu fundația) și care constituie zona stării de împingere activă a pământului (zona I), iar de o parte și de alta a acestei prisme de pământ apare câte o zonă de echilibru limită (zona II), care face trecerea de la starea de împingere activă la starea de rezistență pasivă a pământului (zona III). Conturul suprafețelor de cedare pentru zonele II, pe care K. Terzaghi le denumește „zone de tăiere radială”, este dat de o curbă ce se asimilează cu o spirală logaritmică. Pentru zonele marginale III, denumite „zone de stare pasivă Rankine”, suprafețele de alunecare se consideră plane, incluzând cu orizontala un unghi de $45^\circ - \phi/2$. În metoda Terzaghi se consideră că unghiul ψ este unghiul pentru care se obține minimul rezistenței pasive.

Avantajul folosirii spiralei logaritmice ca formă a suprafeței de cedare pe zona II constă în faptul că reacțiunile elementare de pe suprafețele de alunecare, la limita echilibrului fiind decalate cu unghiul ϕ față de normala la suprafață, trec prin centrele a și b , deci sunt concurente, ceea ce simplifică mult calculele.

Formula de calcul pentru determinarea lui p_{cr} , la o fundație continuă de lățime B , stabilită de Terzaghi este:

$$p_{cr} = 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + q \cdot N_q + c \cdot N_c \quad (4.1)$$

în care N_γ , N_q și N_c sunt coeficienți adimensionali, denumiți **coeficienți de capacitate portantă**, ale căror mărimi sunt date în tabelul 4.1. în funcție de valoarea de calcul a unghiului de frecare interioară a terenului de sub talpa fundației. Relația propusă de către Terzaghi pentru calculul lui p_{cr} a fost extinsă de la fundațiile continue și pentru cazul fundațiilor izolate, în acest sens autorul

Coeficienții capacității portante (cedare generală)

ϕ , degrees	Terzaghi			Meyerhof		
	N_c	N_q	N_γ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	5.14	1.00	0.000
1	6.00	1.10	0.01	5.38	1.09	0.002
2	6.30	1.22	0.04	5.63	1.20	0.010
3	6.62	1.35	0.06	5.90	1.31	0.023
4	6.97	1.49	0.10	6.19	1.43	0.042
5	7.34	1.64	0.14	6.49	1.57	0.070
6	7.73	1.81	0.20	6.81	1.72	0.106
7	8.15	2.00	0.27	7.16	1.88	0.152
8	8.60	2.21	0.35	7.53	2.06	0.209
9	9.09	2.44	0.44	7.92	2.25	0.280
10	9.60	2.69	0.56	8.34	2.47	0.367
11	10.16	2.98	0.69	8.80	2.71	0.471
12	10.76	3.29	0.85	9.28	2.97	0.596
13	11.41	3.63	1.04	9.81	3.26	0.744
14	12.11	4.02	1.26	10.37	3.59	0.921
15	12.86	4.45	1.52	10.98	3.94	1.129
16	13.68	4.92	1.82	11.63	4.34	1.375
17	14.56	5.45	2.18	12.34	4.77	1.664
18	15.52	6.04	2.59	13.10	5.26	2.003
19	16.56	6.70	3.07	13.93	5.80	2.403
20	17.69	7.44	3.64	14.83	6.40	2.871
21	18.92	8.26	4.31	15.81	7.07	3.421
22	20.27	9.19	5.09	16.88	7.82	4.066
23	21.75	10.23	6.00	18.05	8.66	4.825
24	23.36	11.40	7.08	19.32	9.60	5.716
25	25.13	12.72	8.34	20.72	10.66	6.766
26	27.09	14.21	9.84	22.25	11.85	8.002
27	29.24	15.90	11.60	23.94	13.20	9.463
28	31.61	17.81	13.70	25.80	14.72	11.190
29	34.24	19.98	16.18	27.86	16.44	13.237
30	37.16	22.46	19.13	30.14	18.40	15.668
31	40.41	25.28	22.65	32.67	20.63	18.564
32	44.04	28.52	26.87	35.49	23.18	22.022
33	48.09	32.23	31.94	38.64	26.09	26.166
34	52.64	36.50	38.04	42.16	29.44	31.146
35	57.75	41.44	45.41	46.12	33.30	37.152
36	63.53	47.16	54.36	50.59	37.75	44.426
37	70.07	53.80	65.27	55.63	42.92	53.271
38	77.50	61.55	78.61	61.35	48.93	64.074
39	85.97	70.61	95.03	67.87	55.96	77.333
40	95.66	81.27	115.31	75.31	64.20	93.691
41	106.81	93.85	140.51	83.86	73.90	113.986
42	119.67	108.75	171.99	93.71	85.37	139.317
43	134.58	126.50	211.56	105.11	99.01	171.143
44	151.95	147.74	261.60	118.37	115.31	211.408
45	172.29	173.29	325.34	133.87	134.87	262.742
46	196.22	204.19	407.11	152.10	158.50	328.731
47	224.55	241.80	512.84	173.64	187.21	414.327
48	258.29	287.85	650.67	199.26	222.30	526.451
49	298.72	344.64	831.99	229.92	265.50	674.918
50	347.51	415.15	1072.80	266.88	319.06	873.855

propunând pe bază de experiență, următoarele formule de calcul al capacității portante a fundațiilor:

- pentru fundații circulare cu raza R

$$P_{cr} = p_{cr} \cdot \pi R^2 = \pi R^2 \cdot (0,6 \cdot \gamma \cdot R \cdot N_\gamma + 1,3 \cdot q \cdot N_q + 1,3 \cdot c \cdot N_c) \quad (4.2)$$

- pentru fundații pătrate cu latura B

$$P_{cr} = p_{cr} \cdot B^2 = B^2 \cdot (0,4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + 1,3 \cdot q \cdot N_q + 1,3 \cdot c \cdot N_c), \quad (4.3)$$

valorile coeficienților de capacitate portantă fiind aceiași ca și pentru fundațiile continue.

4.1.2. Metoda Meyerhof

În anul 1951 G. G. Meyerhof a publicat teoria sa privind calculul capacității portante a terenului de fundare sub o fundație continuă. În figura 4.2 se prezintă schema de calcul adoptată de Meyerhof pentru rezolvarea problemei, schemă care s-a obținut ținând seama de observațiile experimentale efectuate în scopul stabilirii modului de rupe a terenului de fundare.

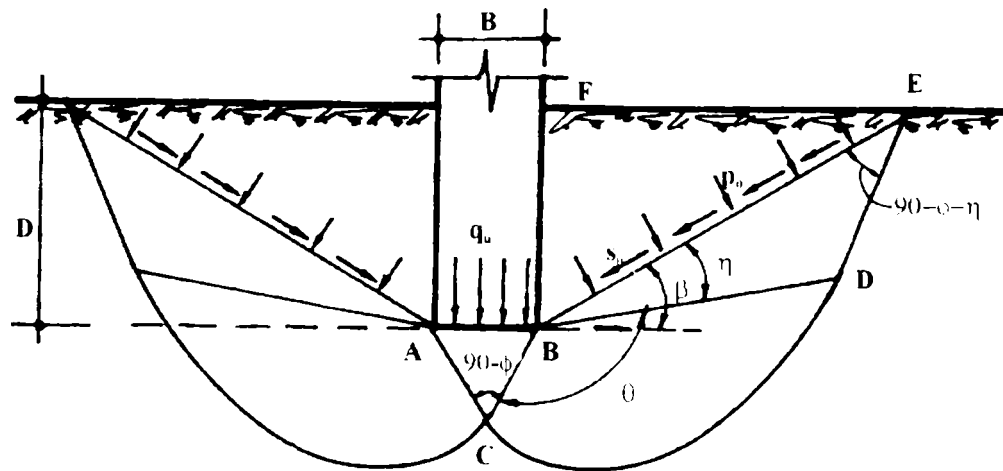


Fig. 4.2. Schema de cedare a terenului de fundare după metoda Meyerhof.

Metoda propusă are la bază aceleași ipoteze ca și metoda Terzaghi, dar în plus, Meyerhof consideră că prisma elastică ABC are unghiurile la bază egale cu $45^\circ + \phi/2$, iar extinderea suprafețelor de alunecare se continuă până la suprafața terenului, spre deosebire de metoda Terzaghi unde acestea se opresc la nivelul tălpii fundației. De o parte și de alta a sâmburelui elastic se formează câte o "zonă de tăiere radială" (ex. BCD), arcul CD fiind o spirală logaritmică, iar "zona pasivă" din metoda Terzaghi se înlocuiește printr-o zonă de tăiere mixtă, care cuprinde volumul BDEF, caracterizat prin existența unor stadii intermediare ale stării de tensiuni între starea corespunzătoare "zonei de tăiere radială" și cea a "zonei de tăiere plană". În scopul simplificării calculului volumul BDEF se împarte în două zone prin dreapta BE (numită suprafață liberă echivalentă) caracterizată prin unghiul β pe care îl face cu orizontala, iar greutatea prismului BEF se înlocuiește cu tensiunile normală și tangențială p_0 și s_0 de pe suprafața liberă echivalentă BE.

Formula de calcul pentru determinarea lui p_{cr} stabilită de Meyerhof este:

$$p_{cr} = 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + p_0 \cdot N_q + c \cdot N_c \quad (4.4)$$

în care $p_0 = 0,5 \cdot \gamma \cdot D$, iar N_γ , N_q și N_c sunt coeficienți adimensionali, denumiți **coeficienți de capacitate portantă**, ale căror mărimi sunt date în tabelul 4.1. în funcție de valoarea de calcul a unghiului de frecare interioară a terenului de sub talpa fundației și au valori mai mici decât cei determinați de Terzaghi.

Această teorie a fost extinsă ulterior și pentru cazul fundațiilor adânci, pentru fundații supuse unor încărcări oblice și excentrice.

4.1.3. Metoda Berezanțev

Plecând de la rezultatele cercetărilor lui Sokolovski, V. G. Berezanțev a extins studiul stării de eforturi limită a mediilor disperse la problema spațială pentru cazul în care starea de tensiuni este simetrică față de o axă, deducând ecuațiile diferențiale de bază (în coordonate cilindrice) ale stării de eforturi limită și rezolvând o serie întreagă de probleme din practica inginerescă. Metodele de calcul dezvoltate de Berezanțev pot fi folosite la calculul capacității portante a fundațiilor circulare încărcate centric [9, 115].

V. G. Berezanțev a efectuat și numeroase încercări experimentale în cadrul cărora a utilizat trei tipuri de instalații: canale vitrate, un bazin de încercare cu diametrul de 5 m și o instalație centrifugă în care a încercat modele încărcate vertical centric, fondate în nisip. În cadrul acestor încercări experimentale s-a determinat presiunea critică, dar s-a urmărit și modul formării și evoluției zonelor elastice și plastice în teren, și ca urmare s-a observat că în timpul procesului de încărcare-deformare, sub talpa fundației, se formează un

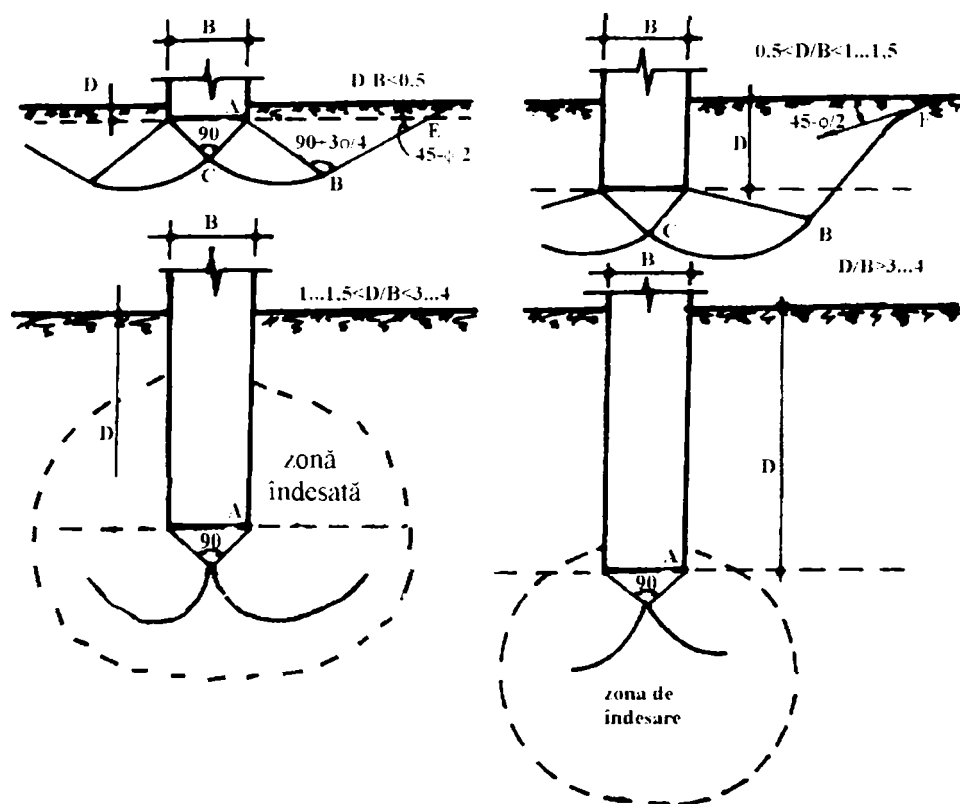


Fig. 4.3. Scheme de cedare a terenului de fundare după Berezanțev.

sâmbure îndesat (pus în evidență pe cale experimentală) format din două zone: o zonă elastică corespunzătoare sâmburelui elastic și o zonă plastică. În urma încercărilor experimentale efectuate s-a observat că în faza premergătoare ruperii în teren apar suprafețe continue de alunecare care se pierd în interiorul masivului de pământ sau se propagă până la suprafața terenului, în funcție de gradul de îndesare al nisipului și de raportul între adâncimea de fundare și dimensiunea tălpii fundației. Astfel Berezanțev a pus baza celor patru moduri de cedare ale terenului de fundare prezentate în figura 4.3.

Aceste încercări experimentale au constituit de fapt punctul de plecare în elaborarea metodei teoretice de calcul a capacității portante a fundațiilor axial simetrice de suprafață.

În teoria sa, Berezanțev, admite că forma zonelor plastice sub fundații circulare are aspect analog cu cea în cazul problemei plane (fig. 4.4). Sâmburele elastic, obținut pe cale experimentală, are forma unui con cu unghiul de la vârf de 90° . În realitate repartiția presiunilor pe suprafața laterală a sâmburelui elastic

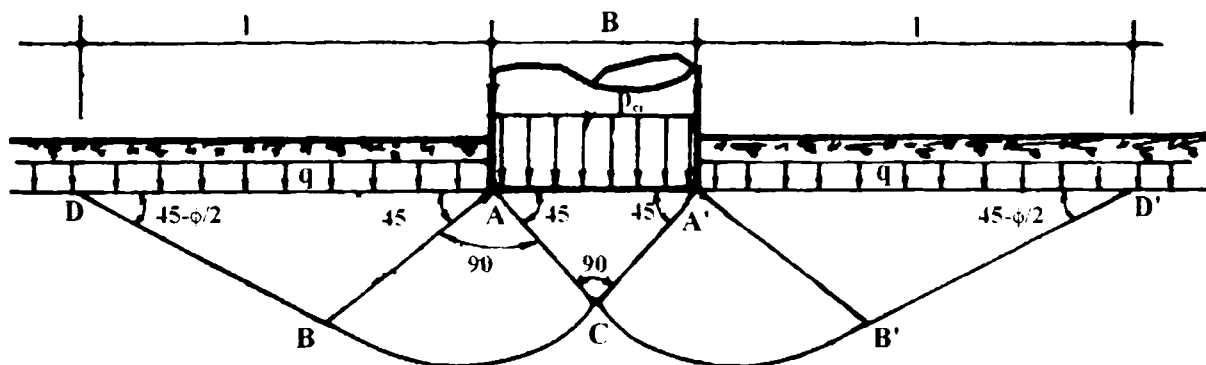


Fig. 4.4. Schema de cedare a terenului de fundare în cazul fundațiilor circulare.

este neliniară în cazul problemei axial simetrice, dar în calcul ea se consideră liniară, această aproximație făcându-se pe baza faptului că în zona de vârf a sâmburelui elastic ca urmare a concentrării eforturilor se produc alunecări locale și ca urmare vârful se deformează, iar repartiția presiunii se apropie de o repartiție liniară. În figura 4.4 este prezentată schema de cedare a terenului de fundare adoptată de Berezanțev pentru calculul capacității portante a terenului de fundare sub o fundație axial simetrică de suprafață. Pe baza ipotezelor enunțate cu privire la forma sâmburelui elastic și la cea a suprafețelor de alunecare prezentate în figura 4.4, autorul a obținut pentru presiunea critică în cazul fundațiilor circulare de suprafață pentru refulare simetrică, următoarea formulă:

$$p_{cr} = A_k \cdot \gamma \cdot r + B_k \cdot q + C_k \cdot c, \quad (4.5)$$

în care :

r - raza tălpii fundației

A_k, B_k, C_k sunt factori de capacitate portantă ce pot fi calculați cu formulele următoare:

$$A_k = \frac{1}{3} \cdot \left\{ \frac{\cos \frac{\phi}{2} + e^{\left(\frac{\pi-\phi}{2}\right) \operatorname{tg} \frac{\phi}{2}}}{(\omega+1) \cdot \cos \phi \cdot \cos \frac{\phi}{2}} \left(M^{\omega+1} - 1 \right) \cdot e^{\frac{3}{2} \pi \operatorname{tg} \phi} - 0,77 \cdot \operatorname{ctg} \phi \left[\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\frac{3}{2} \pi \operatorname{tg} \phi} - \left(\frac{3}{4} \pi - \frac{\phi}{2} \right) \right] + \operatorname{ctg} \phi (1,20 - 0,26 \cdot \operatorname{ctg} \phi) \left(e^{\frac{3}{2} \pi \operatorname{tg} \phi} - 1 \right) \right\} (1 + \sin \phi), \quad (4.6)$$

$$B_k = \frac{1}{3} \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot e^{\pi \operatorname{tg} \phi} \cdot \left(1,5 + M^{\omega} \cdot e^{\frac{\pi}{2} \operatorname{tg} \phi} \right), \quad (4.7)$$

$$C_k = \frac{1}{3} \cdot \operatorname{ctg} \phi \cdot \left[\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot e^{\pi \operatorname{tg} \phi} \cdot \left(1,5 + M^{\omega} \cdot e^{\frac{\pi}{2} \operatorname{tg} \phi} \right) - 2,5 \right], \quad (4.8)$$

unde:

$$\omega = 2 \operatorname{tg} \phi \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \quad (4.9)$$

$$\text{și } M = \frac{\left[\sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) + \sqrt{2} \cdot e^{\left(\frac{\pi-\phi}{2}\right) \operatorname{tg} \frac{\phi}{2}} \right] \cdot \cos \frac{\phi}{2}}{\left[\cos \frac{\phi}{2} + e^{\left(\frac{\pi-\phi}{2}\right) \operatorname{tg} \frac{\phi}{2}} \right] \cdot \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)}, \quad (4.10)$$

sau pot fi determinați utilizând tabelele 4.2. și 4.3 în care sunt gata calculați factorii de capacitate portantă pentru valori ale unghiului frecării interioare cuprinse între 16° și 42° .

Raportul dintre lungimea de refulare și diametrul fundației se calculează cu relația:

$$\frac{l}{2r} = \frac{e^{\left(\frac{\pi-\phi}{2}\right) \operatorname{tg} \frac{\phi}{2}}}{\sqrt{2} \cdot \sin \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\phi}{2} \right)} \quad (4.11)$$

Tabelul 4.2

Factorii capacității portante pentru fundații axial simetrice de suprafață după Berezanțev.

ϕ Coef.	16°	18°	20°	22°	24°	26°	28°
A_k	4,1	5,7	7,3	9,9	14,0	18,9	25,3
B_k	4,5	6,5	8,5	10,8	14,1	18,6	24,8
C_k	12,8	16,8	20,9	24,6	29,9	36,4	45,0
$l/2a$	1,44	1,5	1,58	1,65	1,73	1,82	1,91

Factorii capacității portante pentru fundații axial simetrice de suprafață după Berezanțev (continuare).

ϕ Coef.	30 ⁰	32 ⁰	34 ⁰	36 ⁰	38 ⁰	40 ⁰	42 ⁰
A _k	34,6	48,8	69,2	97,2	142,5	216,0	317,0
B _k	32,8	45,5	64,0	87,6	127,0	185,0	270,0
C _k	55,4	71,5	93,6	120,0	161,0	219,0	300,0
l/2a	1,99	2,11	2,22	2,34	2,45	2,61	2,76

De asemenea Berezanțev face precizarea că în cazul fundațiilor circulare, capacitatea portantă limită pentru refulare simetrică se determină cu relația $P_k = \pi r^2 \cdot (A_k \cdot \gamma \cdot r + B_k \cdot q + C_k \cdot c)$, iar în cazul fundațiilor pătrate se poate scrie că $P_k = B^2 \cdot \left(A_k \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2} + B_k \cdot q + C_k \cdot c \right)$, unde B este latura pătratului.

În concluzie, din analiza metodelor de calcul a capacității portante a terenului de fundare (pentru fundații prismatice sau cilindrice) se desprind unele constatări cu caracter general. Se observă că studiul problemei plane este mult mai avansat decât cel al problemei spațiale, problema spațială fiind rezolvată de V.G. Berezanțev doar pentru câteva cazuri particulare (spre exemplu la fundațiile axial simetrice de suprafață și de adâncime), în timp ce alți autori au adaptat metodele plane la problema spațială, folosind aceleași relații de calcul, dar cărora li se aplică coeficienți de trecere de la problema plană la problema spațială (ex. Terzaghi, Mayerhof), coeficienți ce au fost determinați empiric sau pe cale teoretică aproximativă.

Pe de altă parte se poate observa că metodele de determinare a capacității portante a terenului de fundare dau rezultate diferite, datorită modului diferit de conducere a calculului și a ipotezelor simplificatoare făcute.

4.2. Calculul capacității portante a fundațiilor realizate în gropi ștanțate

Spre deosebire de calculul capacității portante a fundațiilor realizate în gropi săpate, la calculul capacității portante a fundațiilor realizate în gropi ștanțate, trebuie să se țină seama de încă două elemente distincte care contribuie la creșterea capacității portante a acestor fundații, și anume:

- efectul de îndesare a terenului natural datorită realizării gropii de fundație prin ștanțare,

- forma fundațiilor, care fiind de trunchi de piramidă sau de con, prezintă avantajul unor suprafețe laterale înclinate care asigură transmiterea unui procent important din încărcare la terenul de fundare. În cazul în care se dorește sporirea capacității portante a unei astfel de fundații, se poate realiza, la parte inferioară a gropii ștanțate, un bulb din balast sau alt material granular îndesat, care se va realiza prin batere sau vibrație.

Ținând seama de aceste particularități ale fundațiilor realizate în gropi ștanțate, au fost elaborate sau adoptate unele metode de calcul pentru determinarea capacității portante a acestora, fiecare metodă bazându-se pe diferite ipoteze, ceea ce le imprimă un caracter mai mult empiric și mai puțin teoretic.

4.2.1. Calculul capacității portante a fundațiilor realizate în gropi ștanțate din condiția de deformare a terenului de fundare

În cadrul acestei metode [7], determinarea capacității portante a fundațiilor realizate în gropi ștanțate se realizează prin impunerea unei tasări maxime admise. În figura 4.5 se observă că, datorită încărcării fundației cu o forță verticală P , pe suprafața laterală a fundației ia naștere o presiune 1, care generează în teren presiunea 2, căreia îi corespunde o presiune reacțiune a terenului notată cu 3. Zona notată cu 4 este zona în interiorul căreia, sub efectul acestor presiuni, se înregistrează deformările ale terenului de fundare iar zona notată cu 5 reprezintă zona activă.

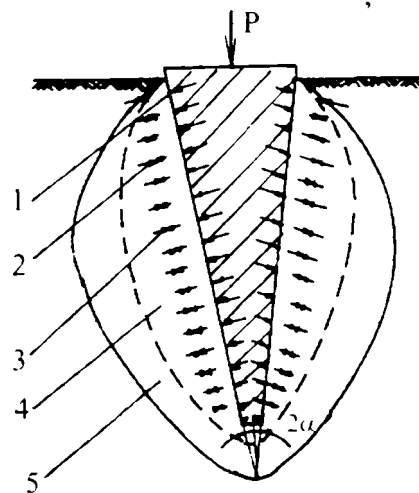


Fig. 4.5. Schema distribuției presiunilor în teren.

Pentru aplicarea acestei metode trebuie făcută, într-o primă etapă, o predimensionare a elementului de fundare ținând seama de dimensiunile în plan ale construcției și ale fundațiilor (ce descarcă pe aceste elemente), de stratificația terenului de fundare, de valoarea încărcărilor transmise de construcție la fundații și de greutatea volumică în stare uscată a terenului natural.

Capacitatea portantă la sarcini verticale se determină cu relația:

$$P^c = \frac{R_p^c \cdot V_{tc}^c}{s} \quad (4.12)$$

Cunoscând volumul elementului de fundare tip colțar (V) și greutatea

volumică în stare uscată a terenului natural (γ_d), cu ajutorul graficului din figura 4.6, se determină greutatea volumică în stare uscată (γ_{d1}) a terenului îndesat din jurul elementului de fundare. Din figura 4.7, se determină presiunea reacțiune maximă (R_p^c), ce poate apare în teren, în funcție de greutatea volumică în stare uscată a terenului îndesat.

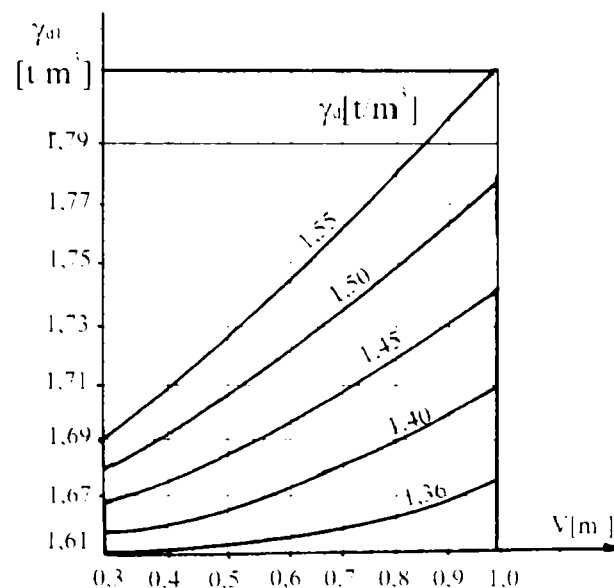


Fig. 4.6. Grafic pentru determinarea lui γ_{d1} .

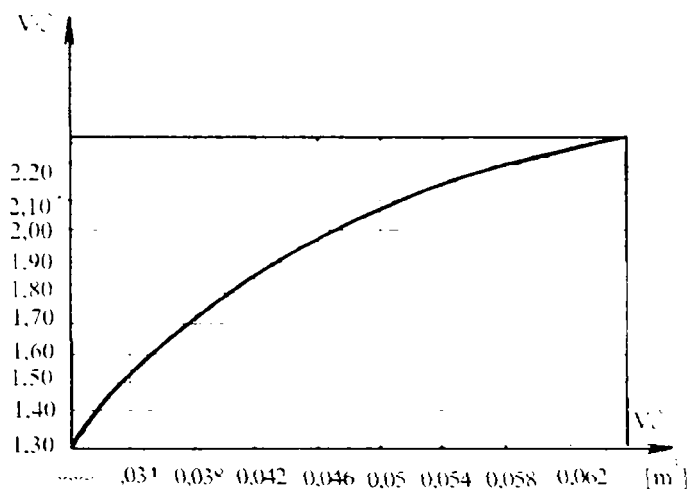
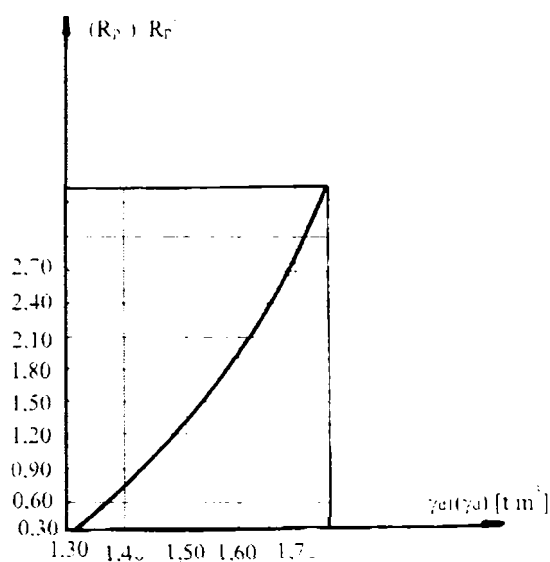


Fig. 4.7. Grafic pentru determinarea lui R_p^c . Fig. 4.8. Grafic pentru determinarea lui V_{tc}^c .

Volumul de pământ (V_{tc}^c) în care se resimte efectul încărcărilor transmise de fundație se determină, din graficul prezentat în figura 4.8, în funcție de reducerea de volum a golurilor datorită tasării elementului (colțarului), V_c^c , care se calculează cu relația:

$$V_c^c = s \cdot A_s, \quad (4.13)$$

unde: - s este tasarea admisă (8 cm pentru terenuri necoezive și 5 cm la terenuri coezive);

- A_s este aria bazei mici a colțarului.

În cazul în care, încărcarea preluată de la construcție este transmisă terenului de fundare prin intermediul unor fundații izolate sau continue, amplasate pe colțari realizați în gropi ștanțate, se consideră că o parte din această încărcare este transmisă terenului de fundare prin intermediul contactului direct dintre talpa fundației și teren, iar restul încărcării se transmite prin intermediul colțarilor. În acest caz relația de calcul a capacității portante a ansamblului

colțar-talpă fundație este:

$$P^{FC} = P^F + P^C = \frac{R_p^F \cdot V_{tc}^F + R_p^C \cdot V_{tc}^C}{s}, \quad (4.14)$$

unde: - P^C capacitatea portantă a colțarului prezentată anterior;

- P^F capacitatea portantă a tălpii fundației;

- R_p^F se determină cu graficul din figura 4.7 în funcție de greutatea volumică în stare uscată a terenului natural (ρ_d);

- V_{tc}^F este volumul de pământ îndesat în urma tasării tălpii fundației cu mărimea s și se determină din graficul prezentat în figura 4.9 în funcție de volumul de goluri redus ca urmare a tasării s a fundației, V_c^F , care se calculează cu relația $V_c^F = s \cdot A^F$, unde A^F este suprafața tălpii fundației aferentă unui colțar.

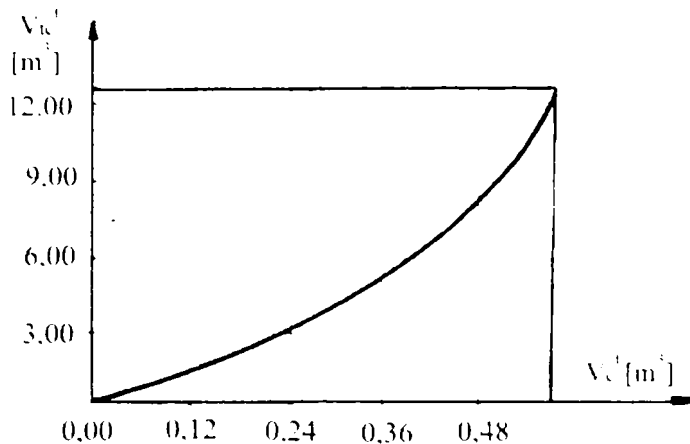


Fig. 4.9. Grafic pentru determinarea lui V_{tc}^F .

4.2.2. Calculul capacității portante a fundațiilor realizate în gropi ștanțate din condiția de capacitate portantă a terenului de fundare

Această metodă [6] se bazează pe ipoteza unei distribuții constante a presiunilor pe toată înălțimea fețelor laterale ale colțarului. Ca urmare a încărcării colțarului cu o forță verticală exterioară P (fig. 4.10), în teren ia naștere o presiune maximă p care va avea componentele σ și τ (σ componenta normală la fețele laterale, iar τ componenta tangențială).

Greutatea volumică în stare uscată a terenului îndesat din jurul elementului de fundare (colțarului) γ_{d1} , se determină în funcție de volumul colțarului și de greutatea volumică în stare uscată a terenului natural γ_d , cu ajutorul graficului prezentat în figura 4.6.

Efortul tangențial de forfecare maxim admis τ se determină, în funcție de γ_{d1} folosind graficul din figura 4.11.

Pentru a determina efortul normal σ în funcție de τ , se aplică tangenta de α în triunghiul forțelor (fig. 4.10) și rezultă:

$$\sigma = \tau \cdot \operatorname{tg} \alpha \quad (4.15)$$

Cunoscând τ și σ se poate calcula capacitatea portantă a colțarului cu relația:

$$P_{\tau}^c = K \cdot m \cdot S_1 \cdot \sqrt{\sigma^2 + \tau^2}, \quad (4.16)$$

în care:

$K = 0,7$ - coeficient de neomogenitate;

$m = 1,0$ - coeficient al condițiilor de lucru;

$S_l = \frac{2h}{\cos \alpha} (B + b)$ - aria laterală a colțarului (B - baza superioară, respectiv b - baza inferioară a colțarului).

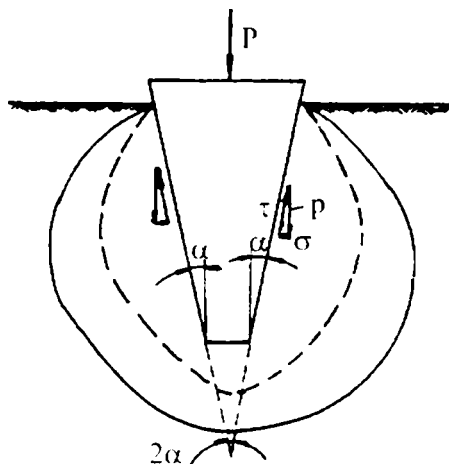


Fig. 4.10. Schema distribuției presiunilor în teren.

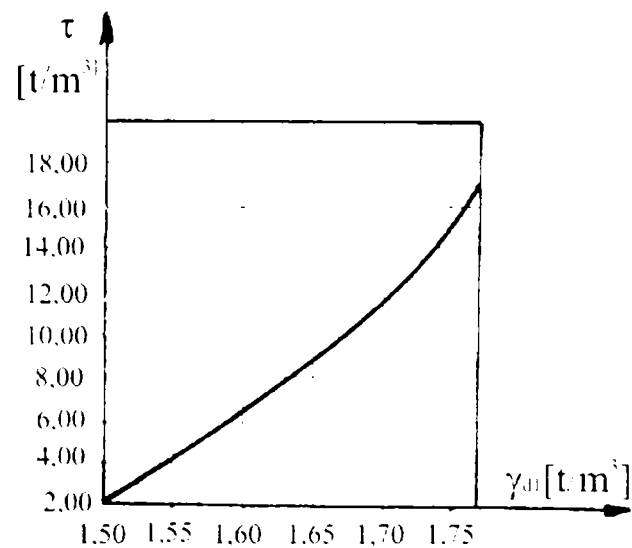


Fig. 4.11. Grafic pentru determinarea lui $\tau = f(\gamma_{d1})$.

În cazul în care, încărcarea preluată de la construcție este transmisă terenului de fundare prin intermediul unor fundații izolate sau continue, amplasate pe colțari realizați în gropi ștanțate, se poate considera că o parte din această încărcare se transmite terenului de fundare prin intermediul contactului direct dintre talpa fundației și teren, iar restul încărcării se transmite prin intermediul colțarilor. În acest caz relația de calcul a capacității portante a ansamblului colțar-talpă fundație se poate scrie:

$$P_{\tau}^{FC} = P_{\tau}^F + P_{\tau}^C \quad (4.17)$$

unde: P_{τ}^C este capacitatea portantă a colțarului;

P_{τ}^F este capacitatea portantă a tălpii fundației care se determină cu relația:

$$P_{\tau}^F = K \cdot 2,0 \cdot A^F \quad (4.18)$$

unde: $K = 0,7$ - coeficient de neomogenitate;

$2,0 \text{ daN/cm}^2$ reprezintă valoarea presiunii maxime ce se poate transmite terenului prin intermediul tălpii fundației, iar în cazul în care se cunoaște capacitatea portantă a terenului această valoare poate fi modificată în plus sau minus;

A_F - aria suprafeței de contact a tălpii cu terenul.

4.2.3. Calculul capacității portante a fundațiilor realizate în gropi ștanțate supuse unor forțe orizontale

În acest caz se consideră o fundație tip colțar încărcată numai cu forță orizontală H (fig. 4.12 a) [106]. Sub acțiunea acestei forțe colțarul se va deplasa

la partea superioară cu Δh datorită rotirii sale în jurul unui punct A ce se consideră situat la o adâncime $2h/3$ față de suprafața terenului, producându-se o cedare a terenului după suprafața delimitată de curba 1.

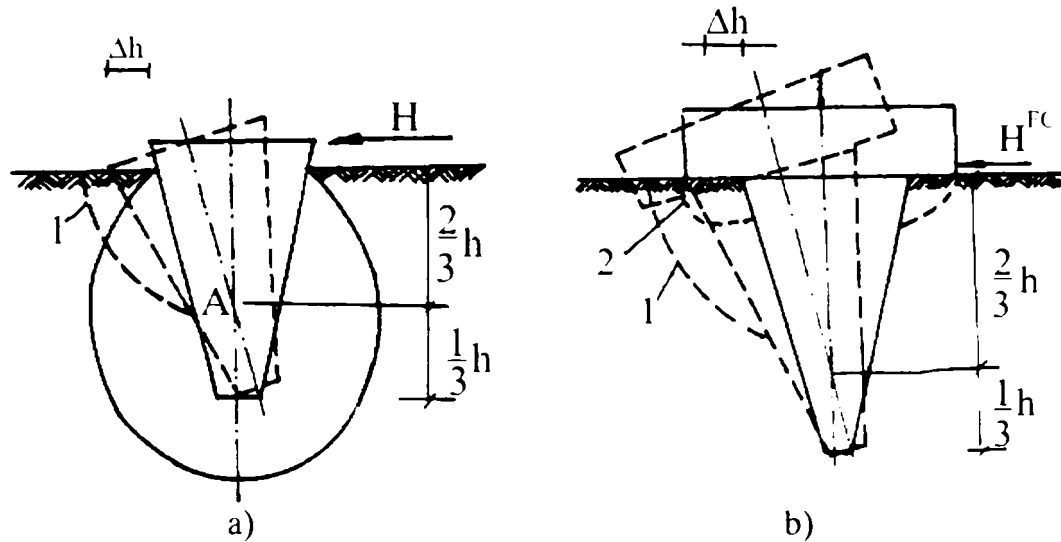


Fig. 4.12. Fundație încărcată cu o forță orizontală H:
a - tip colțar. b - ansamblu colțar-talpă fundație.

Capacitatea portantă a colțarului la sarcini orizontale se calculează cu relația:

$$H^c = \frac{R_p^c \cdot V_{tc}^{\Delta h}}{\Delta h}, \quad (4.19)$$

unde:

R_p^c reprezintă presiunea reactivă de calcul ce apare în teren datorită presiunii exercitate în teren la execuția colțarului și se obține din fig. 4.7 în funcție de γ_{d1} , care la rândul său se obține din fig. 4.6 în funcție de γ_d ;

$V_{tc}^{\Delta h}$ - reprezintă reducerea de volum ca urmare a deplasării Δh a colțarului, sub efectul forței H și se obține din figura 4.10 în funcție de γ_{d1} și

$$V_{tc}^{\frac{2}{3}h};$$

Δh - deplasarea orizontală a colțarului fiind limitată la max. 2 cm.

$$V_{tc}^{\frac{2}{3}h} = 0,22 \cdot h \cdot \Delta h \cdot B \quad (4.20)$$

În cazul în care se dorește determinarea capacității portante a unui ansamblu colțar-talpă fundație (fig. 4.12 b), se aplică următoarea relație de calcul:

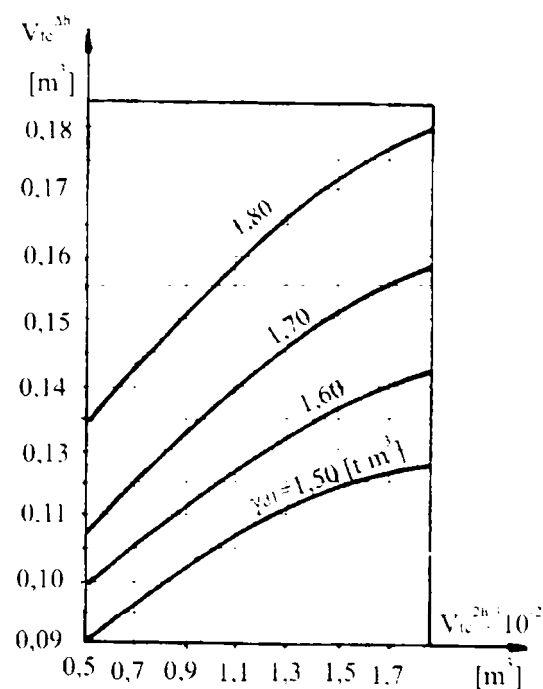


Fig. 4.13. Grafic pentru determinarea lui $V_{tc}^{\Delta h}$.

$$H^{cF} = H^c + H^F = \frac{R_p^c \cdot V_{lc}^{\Delta h}}{\Delta h} + A^F \cdot \tau^F, \quad (4.21)$$

în care:

A^F este aria tălpii fundației aferentă unui colțar;

τ^F este efortul tangențial ce apare pe talpă sub efectul forței H și se determină din fig. 4.11 în funcție de γ_d .

Dacă asupra fundației acționează forțe verticale și orizontale, capacitatea portantă se determină cu relațiile 4.21 și 4.19 care vor fi afectate cu un coeficient β , ce se determină în funcție de valoarea încărcării verticale P, conform tabelului următor:

Tabelul 4.4

P (kN)	0	5	10	15	20	25	30	35	40
β	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,40	1,50

4.2.4. Calculul capacității portante a fundațiilor realizate în gropi ștanțate ținând seama de rezistența pasivă a terenului de fundare

Pe baza teoriei rezistenței pasive a terenului de fundare se poate calcula capacitatea portantă limită pentru o fundație de adâncime medie realizată în groapă ștanțată, considerând că atingerea capacității portante limită are loc în momentul în care rezistența pasivă a terenului din jurul fundației (lateral și pe vârf) a fost depășită [73].

În acest caz capacitatea portantă limită se poate calcula cu relația:

$$P_{cr} = P_{crb} + P_{cr\alpha} \quad (4.22)$$

unde: - P_{crb} - reprezintă capacitatea portantă limită pe vârf;

$P_{cr\alpha}$ - este capacitatea portantă limită pe fețele laterale.

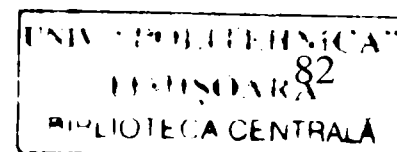
Cedarea terenului sub acțiunea solicitărilor produse de eforturile transmise de fundații, se produce prin formarea unor suprafețe de lunecare continue, ce apar atunci când tensiunile tangențiale de pe aceste suprafețe au atins valoarea limită a rezistenței la forfecare.

Plecând de la teoria Rankin, care presupune apariția unor suprafețe de rupere plane, se poate determina p_{crb} . În acest caz se consideră că pe suprafața bazei mici (b^2) situată în teren la adâncimea h, acționează presiunea $p = \sigma_1$.

La limita echilibrului $p = p_{crb}$ și neglijând coeziunea și greutatea proprie a prismelor de pământ de sub nivelul tălpii fundației rezultă:

$$p_{crb} = \gamma \cdot h \cdot \frac{K_p}{K_a} = \gamma \cdot h \cdot K_p^2 \quad (4.23)$$

unde: $K_p = \text{tg}^2(45 + \phi/2) \quad (4.24)$



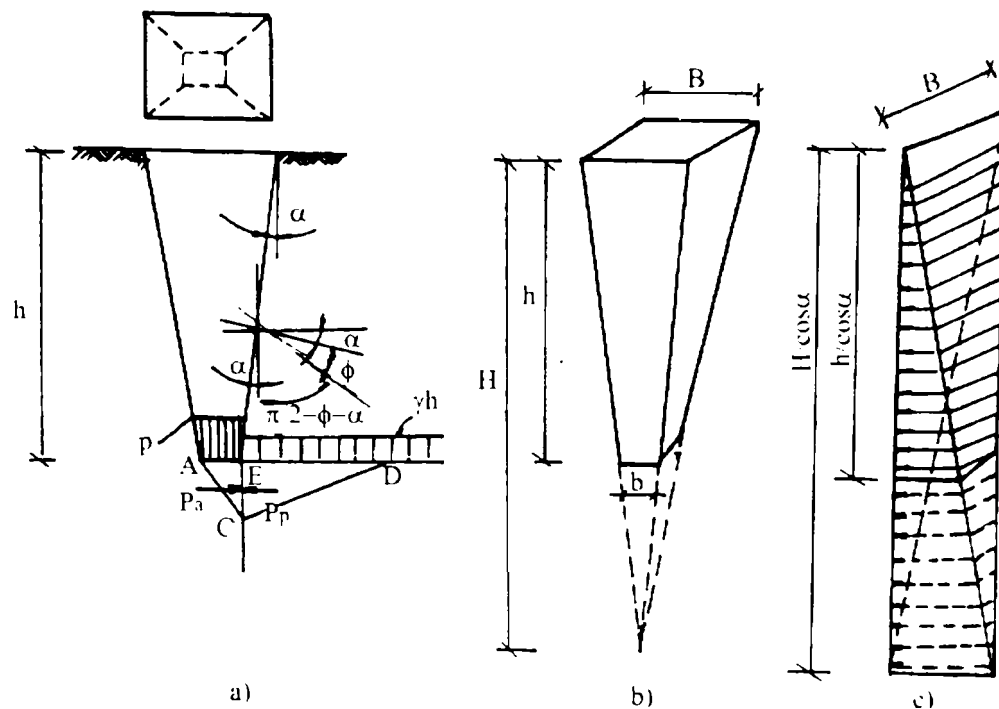


Fig. 4.14. Schema de distribuție a presiunilor.

Capacitatea portantă limită aferentă suprafeței bazei inferioare a fundației devine:
$$P_{crb} = \gamma \cdot h \cdot b^2 \cdot K_p^2 \quad (4.25)$$

Folosind teoria rezistenței pasive pentru $K_p = f(\beta = 0, \delta = -\phi)$ se poate determina și capacitatea portantă limită aferentă fețelor laterale $P_{cr\alpha}$. Pentru aceasta se consideră o conlucrare spațială a fundației cu terenul de fundare, deoarece pe toate fețele laterale ale fundației se manifestă, în momentul ruperii, rezistența pasivă.

Pornind de la desenul din figura 4.14 se determină volumul de presiuni pentru piramida de înălțime H din care se scade volumul de presiuni aferente vârfului de piramidă cu înălțime (H - h) și se proiectează pe verticală, rezultând:

$$P_{cr\alpha} = \frac{2}{3} \cdot \gamma \cdot \sin(\alpha + \phi) \cdot K_{p\alpha} \cdot [B \cdot H^2 - b \cdot (H - h) \cdot (H + 2h)], \quad (4.26)$$

unde valoarea $K_{p\alpha}$ este diferită de K_p , calculându-se cu relația următoare:

$$K_{p\alpha} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \beta) \cdot \sin(\phi - \delta)}{\cos(\alpha + \beta) \cdot \cos(\delta - \alpha)}} \right]^2}, \quad (4.27)$$

în care $\beta = 0$, α – unghiul de înclinare al fețelor laterale ale elementelor de fundare în raport cu verticala iar $\delta = -\phi$.

Valoarea totală a lui P_{cr} este dată de relația (4.22):

$$P_{cr} = \frac{2}{3} \cdot \gamma \cdot \sin(\alpha + \phi) \cdot K_{p\alpha} \cdot [B \cdot H^2 - b \cdot (H - h) \cdot (H + 2h)] + h \cdot b^2 \cdot K_p^2 \quad (4.28)$$

În relația (4.28) se pot face următoarele notații:

$$N_1 = \frac{2}{3} \cdot \gamma \cdot \sin(\alpha + \phi) \cdot K_{p\alpha} \cdot \quad (4.29)$$

$$N_2 = K_p^2 \quad (4.30)$$

Folosind notațiile de mai sus, relația de calcul a capacității portante limită devine:

$$P_{cr} = N_1 \cdot \gamma \cdot [B \cdot H^2 - b \cdot (H-h) \cdot (H+2h)] + \gamma \cdot b^2 \cdot h \cdot N_2 \quad (4.31)$$

4.2.5. Calculul capacității portante a fundațiilor realizate în gropi ștanțate prin considerarea efectului de plasticizare a terenului de fundare

Metoda prezentată în continuare are la bază ipoteza dezvoltării unei zone de deformații plastice, în terenul din jurul elementului de fundare, odată cu creșterea încărcării și se folosește la stabilirea mărimii încărcării pe element pentru o tasare impusă. Calculând tasările pe verticală pentru valori din ce în ce mai mari ale încărcării, se poate trasa curba de încărcare-tasare a fundației proiectate prin intermediul căreia se poate stabili capacitatea portantă pe baza tasării maxim admise sau a depășirii zonei de proporționalitate a tasării în raport cu încărcarea.

Această metodă se poate aplica numai pentru elemente ștanțate de adâncime mijlocie, adică la elemente la care aportul capacității portante pe vârf este scăzut, nefiind recomandată pentru calculul capacității portante a fundațiilor ștanțate realizate cu bulb [74].

În cadrul acestei metode se consideră că se neglijează aportul vârfului în transmiterea încărcării la teren, iar elementele de fundare deși în realitate se execută sub formă de trunchi de piramidă vor fi asimilate pentru calcul cu un trunchi de con (fig. 4.15).

Sub acțiunea forței axiale N ce acționează asupra elementului de fundare, pe suprafața laterală (S_l) a acestuia vor apărea eforturile de compresiune p ce acționează asupra pământului și care generează deformații plastice în jurul acestuia.

În acest caz scriind ecuația de echilibru pe verticală se obține:

$$N = (c \cdot \cos\alpha + p \cdot \operatorname{tg}\phi \cdot \cos\alpha) \cdot S_l + p \cdot \sin\alpha \cdot S_l \quad (4.32)$$

de unde rezultă:

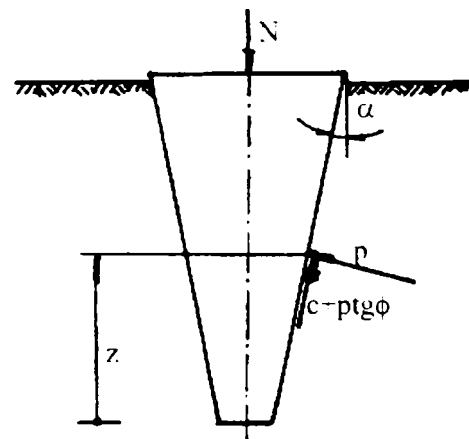


Fig. 4.15. Schemă de distribuție a eforturilor unitare pe suprafața laterală a elementului de fundare.

$$p = \frac{N - c \cdot \cos \alpha \cdot S_1}{S_1 \cdot \cos \alpha \cdot (\operatorname{tg} \phi + \operatorname{tg} \alpha)} \quad (4.33)$$

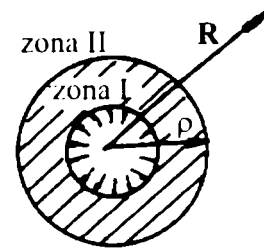
în care:

p - efortul unitar de compresiune reactivă a terenului de fundare;

ϕ, c - parametri rezistenței la forfecare a terenului de fundare.

Se consideră de asemenea, că tasarea elementului sub acțiunea forței N este rezultatul deformațiilor de îndesare a pământului numai în cuprinsul zonei plastice. Ținând seama de aceasta este necesar să cunoaștem raza ce delimitează zona deformațiilor plastice de cele elastice.

Plecând de la ipoteza problemei plane axiale simetrice ($\epsilon_z = 0$) și luând în considerare deformațiile elastico-plastice în jurul unui orificiu circular, de diametru "d" încercat pe circumferință cu presiunea p , se poate calcula raza r pentru o secțiune oarecare situată la un nivel z față de vârful elementului (fig. 4.16).



I - zona deformațiilor plastice

II - zona deformațiilor elastice

Fig. 4.16. Delimitarea zonei de deformație plastică și a celei elastice din jurul elementului.

Dacă elementul are într-o secțiune transversală, situată la un nivel z față de vârf latura a , atunci cercul echivalent secțiunii transversale va avea diametrul

$$d = \frac{2a}{\sqrt{\pi}}$$

Criteriul de plasticizare Mohr-Coulomb pentru problema plană axial simetrică ($\epsilon_z = 0$) admis ca ipoteză în rezolvarea problemei, va avea următoarea expresie în coordonate polare:

$$\sigma_r - \sigma_\theta = (\sigma_r + \sigma_\theta) \cdot \sin \phi + 2 \cdot c \cdot \cos \phi, \quad (4.34)$$

unde σ_r, σ_θ sunt eforturile unitare principale normale, pe direcție radială și tangențială, pentru volumul elementar de pământ la distanța r față de axul vertical.

Eforturile unitare principale normale σ_r și σ_θ trebuie să satisfacă condiția de echilibru static în zona deformațiilor plastice (I) și a celor elastice (II), care în condițiile simetriei axiale este:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (4.35)$$

Punând condiția de continuitate a eforturilor unitare la trecerea de la zona I la zona II, adică pentru $r = r_\rho$ ($r_\rho = \rho/r$) se pot scrie următoarele egalități:

$$\sigma_r^p = \sigma_r^e \quad (4.36)$$

$$\sigma_\theta^p = \sigma_\theta^e \quad (4.36')$$

unde indicii p și e semnifică valorile eforturilor unitare σ_r și σ_θ în domeniile plastic respectiv elastic.

Din condiția de plasticizare (4.34) și cea pe contur, pentru $r = 1$ și $\sigma_r = p$, prin integrarea ecuației diferențiale (4.35) se obțin eforturile unitare σ_r și σ_θ corespunzătoare zonei plastice I:

$$\sigma_r = (p + c \cdot ct\phi) \cdot r^{-\frac{2 \sin \phi}{1 + \sin \phi}} - c \cdot ctg\phi \quad (4.37)$$

$$\sigma_\theta = (p + c \cdot ct\phi) \cdot \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \cdot r^{-\frac{2 \sin \phi}{1 + \sin \phi}} - c \cdot ctg\phi \quad (4.37')$$

Eforturile unitare σ_r și σ_θ în zona deformațiilor elastice II (compresiune = semn pozitiv) sunt:

$$\sigma_r = \frac{A}{r^2} + B \quad \text{și} \quad \sigma_\theta = -\frac{A}{r^2} + B, \quad (4.32)$$

unde A și B sunt constante.

În relațiile de mai sus rezultă că dacă $r = \infty$, atunci $\sigma_r = \sigma_\theta = 0$, de unde rezultă că $B = 0$.

Punând condiția continuității eforturilor unitare pentru $r = r_\rho$ se pot determina necunoscutele A și r :

$$\frac{A}{r^2} = (p + c \cdot ct\phi) \cdot r^{-\frac{2 \sin \phi}{1 + \sin \phi}} - c \cdot ctg\phi \quad (4.39)$$

$$-\frac{A}{r^2} = (p + c \cdot ct\phi) \cdot \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \cdot r^{-\frac{2 \sin \phi}{1 + \sin \phi}} - c \cdot ctg\phi \quad (4.39')$$

Din relația (3.28) se determină raza relativă r_ρ a limitei zonei plastice:

$$r_\rho = \left[\frac{(p + c \cdot ctg\phi) \cdot \left(1 + \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}\right)}{2 \cdot c \cdot ctg\phi} \right]^{\frac{1 + \sin \phi}{2 \sin \phi}}, \quad (4.40)$$

respectiv ρ raza zonei elastice.

$$\rho = \frac{d}{2} \cdot \left(\frac{1 + \frac{p}{c} \cdot tg\phi}{1 + \sin \phi} \right)^{\frac{1 + \sin \phi}{2 \sin \phi}}. \quad (4.40')$$

Dacă în relația (4.40) se notează $\xi = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$ și punem condiția $r_\rho = 1$ se

poate determina valoarea presiunii $p = p_p$ pentru care începe formarea zonei deformațiilor plastice:

$$p_p = \frac{2 \cdot c \cdot \operatorname{ctg} \phi}{1 + \xi} - c \cdot \operatorname{ctg} \phi \quad (4.41)$$

Ținând seama de relațiile (4.40') și (4.41), raza zonei plastice devine:

$$\rho = \frac{d}{2} \cdot \left(\frac{p + c \cdot \operatorname{ctg} \phi}{p_p + c \cdot \operatorname{ctg} \phi} \right)^{\frac{1}{1-\xi}} \quad (4.42)$$

Cunoscând ρ putem determina variația ΔV a volumului de pământ pe o înălțime z unitară din jurul elementului de diametru d , ținând seama și de ipoteza că îndesarea acestuia se produce numai în cuprinsul zonei plastice:

$$\Delta V = \left(\frac{d}{2} \right)^2 \cdot \int_{r=1}^{\rho} \int_0^{2\pi} V \cdot r \cdot dr \cdot d\theta, \quad (4.43)$$

unde ΔV reprezintă variația specifică a volumului elementar corespunzător punctului de coordonată r . Ținând seama de valabilitatea legii de liniaritate a deformației pământului cu eforturile unitare corespunzătoare zonei plastice date de relațiile (4.37) și (4.37'), volumul elementar de pământ se poate determina folosind relația (4.44):

$$\Delta V = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E} \left[(p + c \cdot \operatorname{ctg} \phi) \cdot r^{\xi-1} \cdot (1 + \xi) - 2 \cdot c \cdot \operatorname{ctg} \phi \right], \quad (4.44)$$

unde ν este coeficientul lui Poisson iar E modulul de deformație liniară al pământului.

Introducând relația (3.44) în (3.43) și integrând rezultă:

$$\Delta V = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E} \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \left[p_p \cdot \left(\frac{p + c \cdot \operatorname{ctg} \phi}{p_p + c \cdot \operatorname{ctg} \phi} \right)^{\frac{2}{1-\xi}} - p \right] \quad (4.45)$$

Dacă se echivalează volumul elementului de fundație cu cel al unui trunchi de con și se folosesc notațiile: d_b - diametrul bazei mici, d_B - diametrul bazei mari, h - fișa în teren, atunci pentru orice secțiune z diametrul d al trunchiului de con va fi:

$$d = d_b + 2 \cdot z \cdot \operatorname{tg} \alpha \quad (4.46)$$

Integrând relația 4.45 rezultă volumul total al terenului îndesat din jurul fundației:

$$V_i = \int_0^h \Delta V \cdot dz \quad (4.47)$$

Dacă se consideră că pe lungimea elementului de fundație variația secțiunii transversale este practic neglijabilă și se notează mărimea deformației

$$\text{pe verticală cu } s, \text{ atunci se poate scrie: } V_i = \frac{\pi \cdot d_B^2}{4} \cdot S \quad (4.48)$$

Dacă în relația (3.47) se înlocuiește $d = d_b + 2 \cdot z \cdot \operatorname{tg} \alpha$ și se egalează cu relația (4.48), după rezolvarea integralei se obține:

$$s = \frac{2 \cdot (1 + \nu)(1 - 2\nu)}{E} \cdot C \cdot \left[p_p \cdot \left(\frac{p + c \cdot ct\phi}{p_p + c \cdot ct\phi} \right)^{1-\xi} - p \right], \quad (4.49)$$

unde C este o constantă ce depinde de dimensiunile geometrice ale elementului și este dată de relația:

$$C = \frac{1}{d_B^2} \cdot \left(d_b^2 \cdot h + 2 \cdot d_b \cdot h^2 \cdot \operatorname{tg} \alpha + \frac{4}{3} \cdot h^3 \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha \right) \quad (4.50)$$

Relația de calcul a tasării este în funcție de caracteristicile mecanice ale terenului de fundare (ν , E , ϕ și c), de caracteristicile geometrice (d_B , d_b și h) ale trunchiului de con echivalent elementului de fundație și de mărimea încărcării aplicate (N).

4.2.6. Calculul capacității portante a fundațiilor realizate în gropi ștanțate în ipoteza unei fundații încastrate elastic în terenul de fundare

În această metodă calculul pornește de la ipoteza unei distribuții a presiunilor pe fețele laterale și pe talpă proporțională cu deplasările fundației, adică se consideră pământul ca un mediu elastic Winkler, iar valorile coeficienților de tasare (de pat) K_z respectiv K_x se consideră că cresc proporțional cu adâncimea.

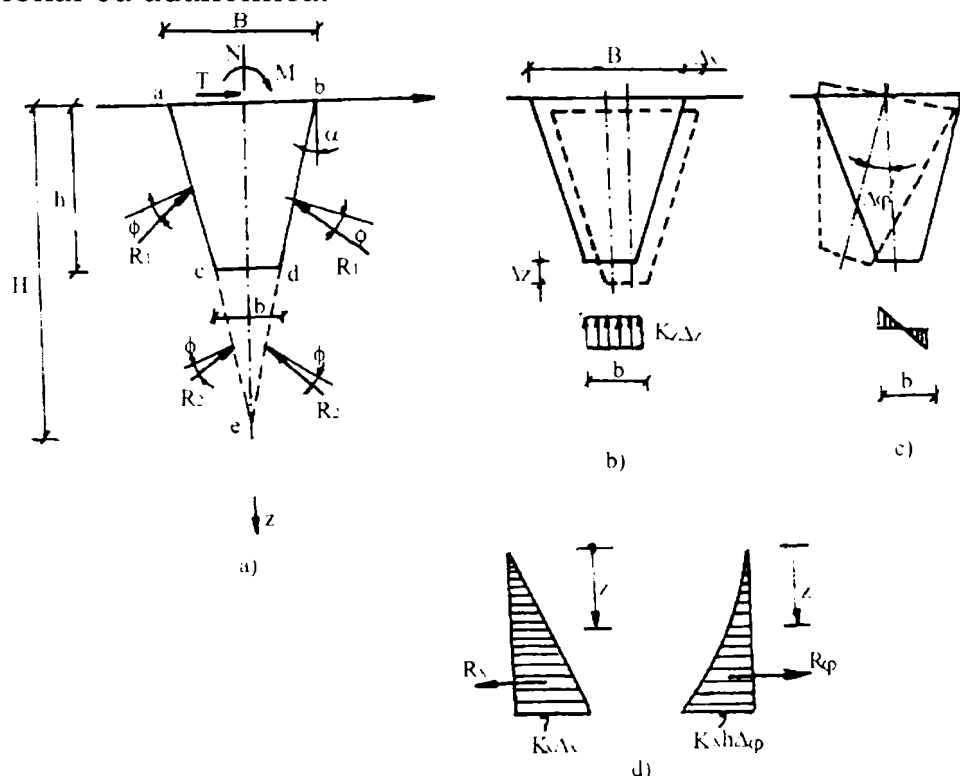


Fig. 4.17. Scheme de calcul în ipoteza unei fundații încastrate elastic în teren:

a - schemă de încărcare și rezultantele reacțiunilor; b - deplasări datorate forței verticale și a celei orizontale; c - rotirea datorată momentului; d - diagramele presiunilor-reacțiuni pe fețele laterale datorită deplasării.

În baza principiului independenței acțiunilor forțelor și considerând că rigiditatea fundației este suficient de mare în comparație cu rigiditatea terenului din jur, se va considera influența deplasărilor verticale, orizontale și a rotirilor fundației în determinarea reacțiunilor terenului pe talpă și pe suprafețele ei laterale (fig. 4.17).

În vederea pregătirii calculelor este necesar să se determine în prealabil o serie de caracteristici geometrice ale fundației având formă de trunchi de piramidă cu baza pătrată:

1. Suprafața proiecției în plan vertical a laturii abcd:

$$S_1 = h \cdot (b + h \cdot \operatorname{tg} \alpha) \quad (4.51)$$

2. Suprafața triunghiului edc:

$$S_2 = 0,25 \cdot b^2 \cdot \operatorname{ctg} \alpha \quad (4.52)$$

3. Lățimea secțiunii forțelor laterale la adâncimea z:

$$b_z = [B \cdot h - z \cdot (B - b)] / h \quad (4.53)$$

4. Distanța de la partea superioară a fundației până la centrul de greutate al fundației laterale:

$$z_1 = h^2 \cdot (B + 2 \cdot b) / 6S_1 \quad (4.54)$$

La deplasarea verticală a fundației cu cantitatea Δz pe talpa fundației ia naștere o reacțiune uniform distribuită $K_z \cdot \Delta z$ a cărei rezultantă este $K_z \cdot \Delta z \cdot b^2$.

La deplasarea pe direcție orizontală a fundației cu cantitatea Δx , pe suprafața laterală a fundației ia naștere o reacțiune ce variază după o lege liniară (fig. 4.17 d), iar presiunea reactivă la adâncimea z față de suprafața terenului are valoarea distribuită $K_x \cdot \Delta x \cdot z / h$.

Rezultanta presiunii aferente deplasării orizontale a fundației se calculează cu relația:

$$R_x = \int_0^h b_z \cdot \frac{K_x \cdot \Delta x \cdot z}{h} dz = \frac{K_x \cdot \Delta x \cdot h \cdot (B + 2b)}{6} = B_1 \cdot \Delta x \quad (4.55)$$

Distanța z_x a rezultantei R_x de la fața de sus se calculează cu relația:

$$z_x = \frac{\int_0^h b_z \cdot \frac{K_x \cdot \Delta x \cdot z^2}{h} dz}{R_x} = \frac{h \cdot (B + 3b)}{2 \cdot (B + 2b)} \quad (4.56)$$

Momentul M_x dat de rezultanta R_x în raport cu punctul b va fi:

$$M_x = R_x \cdot z_x = \frac{K_x \cdot \Delta x \cdot h^2 \cdot (B + 3b)}{12} = B_2 \cdot \Delta x \quad (4.57)$$

Dacă se consideră că fundația se rotește cu un unghi $\Delta \varphi$ (fig. 4.17 d), atunci presiunea reactivă va avea o variație parabolică și la o adâncime z va avea valoarea $C_x \cdot z^2 \cdot \Delta \varphi / h$, iar rezultanta acestei presiuni va fi:

$$R_\varphi = \int_0^h b_z \cdot \frac{K_x \cdot z^2 \cdot \Delta \varphi}{h} dz = \frac{K_x \cdot \Delta \varphi \cdot h^2 \cdot (B + 3b)}{12} = B_2 \cdot \Delta \varphi \quad (4.58)$$

Distanța z_φ a rezultantei R_φ de la fața de sus a fundației se calculează cu

relația:

$$z_{\varphi} = \frac{\int_0^h b_z \cdot \frac{K_x \cdot \Delta\varphi \cdot z^3}{h} dz}{R_{\varphi}} = \frac{3h \cdot (B + 4b)}{5 \cdot (B + 3b)} \quad (4.59)$$

În acest caz momentul dat de R_{φ} față de punctul b va fi:

$$M_{\varphi} = R_{\varphi} \cdot z_{\varphi} = \frac{K_x \cdot \Delta\varphi \cdot h^3 \cdot (B + 4b)}{20} = B_3 \cdot \Delta_x \quad (4.60)$$

iar momentul reactiv datorat presiunii pe talpă devine:

$$M_t = \frac{K_z \cdot b^4 \cdot \Delta\varphi}{12} = B_4 \cdot \Delta\varphi \quad (4.61)$$

Considerând fundația încărcată cu o forță verticală N , aceasta se va transmite terenului de fundare prin intermediul tălpii și a fețelor laterale ca în figura 4.17 a. Notând rezultantele presiunilor cu R_1 (corespunzătoare suprafeței abcd) și R_2 (corespunzătoare suprafeței cde) și punând ecuația de echilibru pe verticală vom avea:

$$N = 4 \cdot (R_1 + R_2) \cdot \cos(90 - (\alpha + \phi)) = 4 \cdot (R_1 + R_2) \cdot \sin(\alpha + \phi), \quad (4.62)$$

unde:

$$R_1 = \frac{(N + G) \cdot S_1}{4 \cdot (S_1 + S_2) \cdot \sin(\alpha + \phi)} \quad \text{și} \quad R_2 = \frac{(N + G) \cdot S_2}{4 \cdot (S_1 + S_2) \cdot \sin(\alpha + \phi)} \quad (4.63)$$

unde G este greutatea proprie a fundației.

Pentru determinarea forțelor de reacțiune Q_x ce acționează pe suprafața laterală a fundației la deplasare orizontală, se va scrie ecuația de echilibru limită a lui Coulomb:

$$Q_x = \tau \cdot S_1 = \left[\frac{(N + G) \cdot S_1 \cdot \sin \phi}{4 \cdot (S_1 + S_2) \cdot \sin(\alpha + \phi)} + c \right] \cdot S_1 \quad (4.64)$$

În continuare pentru a determina valorile deplasărilor Δx respectiv Δz și a rotirii $\Delta\varphi$ se scriu următoarele ecuații de echilibru:

$$\begin{aligned} \sum Z = 0; & \quad (N + G) - 4 \cdot R_1 \cdot \sin(\alpha + \phi) - C_z \cdot b^2 \cdot \Delta z = 0 \\ \sum X = 0; & \quad (T + 2Q_x) - R_x + R_{\psi} = 0 \end{aligned} \quad (4.65)$$

$$\sum M = 0; \quad (M + 2Q_x \cdot z_1) + M_x - M_{\varphi} - M_t = 0$$

Din rezolvarea sistemului de ecuații de mai sus rezultă:

$$\Delta z = \frac{(N + G) - 4 \cdot R_1 \cdot \sin(\alpha + \phi)}{K_z \cdot b^2} \quad (4.66)$$

$$\Delta x = \frac{(M - 2 \cdot Q_x \cdot z_1) \cdot B_2 + (T - 2 \cdot Q_x) \cdot (B_3 + B_4)}{B_1 \cdot (B_3 + B_4) - B_2^2} \quad (4.66')$$

$$\Delta\psi = \frac{(M - 2 \cdot Q_x \cdot z_1) \cdot B_1 + (T - 2 \cdot Q_x) \cdot B_2}{B_1 \cdot (B_3 + B_4) - B_2^2} \quad (4.66'')$$

Formulele (4.65) și (4.66) sunt valabile dacă sunt îndeplinite următoarele condiții:

$$M > 2Q_x \cdot z_1; \quad T > 2Q_x; \quad N + G > 4 \cdot R_l \cdot \sin(\alpha + \phi).$$

Cunoscând valorile reale ale deplasărilor ΔZ respectiv ΔX și a rotirii $\Delta \varphi$ ce apar datorită încărcărilor exterioare, se pot calcula presiunile pe care le dezvoltă în teren, atât prin talpă cât și prin fețele laterale. Aceste valori se vor compara cu capacitatea portantă a terenului de fundare.

Pentru calculul unor fundații realizate în gropi ștanțate, având în plan secțiune în formă de hexagon, octogon sau cerc, este necesară înlocuirea acestor secțiuni cu o secțiune pătrată, latura b a pătratului rezultând din condiția egalității suprafețelor, adică:

$$b = \sqrt{\frac{\pi \cdot d^2}{4}} \approx 0,886 \cdot d, \quad (4.67)$$

unde d este diametrul cercului circumscris poligonului.

Valorile presiunilor efective pe talpa fundației respectiv pe fețele laterale se pot calcula folosind relațiile următoare:

$$\text{- presiunile efective pe talpă: } p_{1,2} = K_z \cdot \Delta_z \pm K_z \cdot b \cdot \frac{\Delta \varphi}{2} \quad (4.68)$$

$$\text{- presiunile efective pe fețele laterale: } p_x = \frac{K_x \cdot z}{h} (z \cdot \Delta \varphi - x) \cdot \cos \alpha \quad (4.69)$$

4.2.7. Calculul fundațiilor realizate în gropi ștanțate conform îndrumătorului C230 - 89 [126]

Conform îndrumătorului C 230-89, fundațiile sau elementele de fundare realizate în gropi ștanțate se calculează la două stări limită [126]:

a) Stare limită de capacitate portantă ce constă în următoarele verificări:

- verificarea capacității portante a fundațiilor din beton simplu sau armat;
- verificarea capacității portante a terenului de sub baza fundațiilor;
- verificarea stabilității în cazul în care asupra fundațiilor acționează sarcini orizontale ce depășesc ca mărime sarcinile verticale.

La stare limită de capacitate portantă trebuie îndeplinită condiția:

$$S \leq R, \quad (4.70)$$

în care:

S - încărcarea de calcul a fundației;

R - capacitatea portantă calculată a fundației

b) Stare limită de deformații:

- după tasările terenului de sub baza fundațiilor sub acțiunea încărcărilor din gruparea fundamentală;

- după deplasările orizontale și după unghiul de rotire a fundațiilor sub acțiunea forțelor orizontale și ale momentelor din gruparea fundamentală.

La stare limită de deformații trebuie îndeplinită condiția:

$$\Delta \leq \bar{\Delta} \quad (4.71)$$

în care: Δ - deformația probabilă calculată;

$\bar{\Delta}$ - deformația admisă pentru construcție stabilită conform anexei C din STAS 3300/2-85.

4.2.7.1. Calculul fundațiilor de mică adâncime ($h/b_{med} \leq 2$) realizate în gropi ștanțate fără bulb

În cazul fundațiilor de mică adâncime realizate în gropi ștanțate fără bulb, schema distribuției eforturilor în terenul din jurul fundației precum și dimensiunile zonei de pământ compactat sunt prezentate în figura 4.18.

Valorile presiunilor p_1 și p_2 , la nivelul tălpii fundației, se calculează cu relația (4.72):

$$p_{1,2} = \frac{P + G_f}{b_{med}^2} \pm \frac{M + T \cdot h - 0,5 \cdot q_m \cdot b_{med} \cdot h^2}{W_{med}}, \quad (4.72)$$

în care: P, M, T - încărcările de calcul care acționează asupra fundației;

G_f - greutatea proprie a fundației;

q_m - presiunea reactivă a terenului pe suprafața laterală a fundației calculată cu relația $q_m = a + 0,4 \cdot p$, unde $a = 60 \text{ kN/m}^2$ și $p = (P + G_f)/b_{med}^2$;

$W_m = b_{med}^3/6$ - modulul de rezistență al secțiunii medii a fundației.

Presiunile efective calculate cu relația 4.72 trebuie să satisfacă, la nivelul secțiunii I-I, următoarele condiții:

- pentru încărcările din gruparea fundamentală:

$$p_1 \leq p_{plc} \text{ și } p_2 \geq 0 \quad (4.73)$$

sau :

$$p_1 \leq 1,2 \cdot p_{convc} \text{ și } p_2 \geq 0 \quad (4.73')$$

- pentru încărcările din gruparea specială:

$$p_1 \leq p_{cfc} \text{ și } p_2 \geq 0 \quad (4.74)$$

sau :

$$p_1 \leq 1,4 \cdot p_{convc} \text{ și } p_2 \geq 0 \quad (4.74')$$

În relațiile prezentate anterior p_{plc} , p_{cfc} și p_{convc} reprezintă capacitatea portantă a pământului cuprins în limitele zonei îndesate, calculate pentru caracteristicile fizico-mecanice ale terenului îndesat. Aceste caracteristici fizico-mecanice se pot determina prin încercări de teren sau laborator. În cazul în care aceasta nu este posibil se vor folosi valori orientative ale parametrilor rezistenței la forfecare date în STAS-ul 3300/1-85. Dacă parametri rezistenței la forfecare

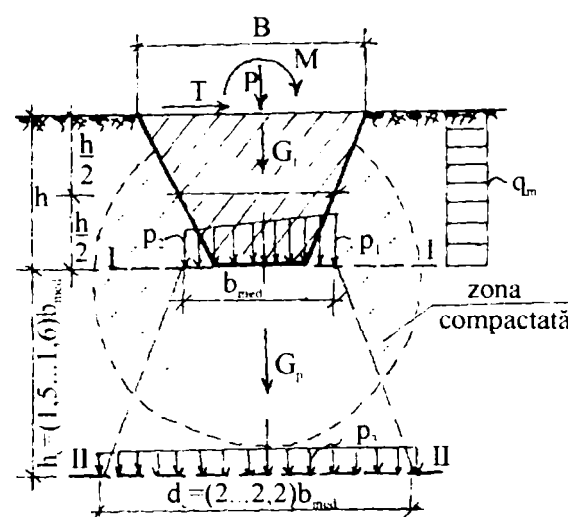


Fig. 4.18. Distribuția eforturilor în teren în jurul fundațiilor de mică adâncime realizate în gropi ștanțate.

se stabilesc conform STAS-ului trebuie să cunoaștem γ_{dc} și e_c (greutate volumică în stare uscată și indice porilor pentru pământul din zona îndesată). Relația de calcul pentru γ_{dc} este:

$$\gamma_{dc} = \frac{1}{2} \cdot \left(\gamma_d + \frac{S_r \cdot \gamma_s \cdot \gamma_w}{S_r \cdot \gamma_w + \gamma_s \cdot w} \right), \quad (4.75)$$

unde: γ_s - greutatea volumică a scheletului mineral în kN/m^3 ;

w - umiditatea terenului natural în %;

S_r - gradul de umiditate al terenului îndesat;

γ_w - greutatea volumică a apei în kN/m^3 .

Cunoscând valoarea lui γ_{dc} se poate calcula și e_c cu următoarea relație:

$$e_c = \frac{\gamma_s}{\gamma_{dc}} - 1 \quad (4.76)$$

și apoi conform anexei c din tabelul 3 din STAS-ul 3300/1-85 se pot obține parametrii ϕ și c cu care se calculează $p_{pl\ c}$ și $p_{cr\ c}$.

Pentru verificarea capacității portante a fundației în groapă ștanțată în secțiunea II-II (fig. 4.18) se calculează presiunea p_3 cu relația:

$$p_3 = \frac{P + G_f + G_p}{S_c}, \quad (4.77)$$

unde: $S_c = 0,9 \cdot \frac{\pi \cdot d_c^2}{4}$ iar G_p este greutatea pământului aflat pe înălțimea h_c aferentă suprafeței S_c .

Cunoscând valoarea lui p_3 se vor face următoarele verificări:

- pentru încărcările din gruparea fundamentală:

$$p_3 \leq p_{pl} \quad \text{sau} \quad p_3 \leq p_{conv}, \quad (4.78)$$

- pentru încărcările din gruparea specială:

$$p_3 \leq p_{cr} \quad \text{sau} \quad p_3 \leq 1,2p_{conv}, \quad (4.79)$$

unde cu p_{pl} , respectiv p_{cr} s-a notat capacitatea portantă a terenului de sub zona îndesată (luând în considerare caracteristicile fizico-mecanice ale terenului natural și o fundație echivalentă cu latura bazei $B = \sqrt{S_c}$).

Pentru determinarea capacităților portante ale terenului îndesat ($p_{pl\ c}$, $p_{cr\ c}$) și natural (p_{pl} , p_{cr}) se utilizează relațiile 4.80, 4.81 sau 4.82.

Valorile $p_{pl\ c}$ și p_{pl} se calculează cu relațiile:

- pentru construcții fără subsol:

$$p_{pl\ c} (p_{pl}) = m_1 \cdot (\gamma \cdot B \cdot N_1 + q \cdot N_2 + c \cdot N_3), \quad [\text{kPa}] \quad (4.80)$$

- pentru construcțiile cu subsol:

$$p_{pl\ c} (p_{pl}) = m_1 \left(\gamma \cdot B \cdot N_1 + \frac{2q_e + q_i}{3} \cdot N_2 + c \cdot N_3 \right), \quad [\text{kPa}] \quad (4.81)$$

unde: $m_1 = 1,1$ - coeficient al condițiilor de lucru;

γ - greutatea volumică a terenului îndesat pentru $p_{pl\ c}$, respectiv valoarea medie a greutății volumice a terenului natural de sub zona îndesată pentru p_{pl} , în kN/m^3 ;

B - este egal cu b_{med} pentru calculul lui $p_{pl\ c}$ și $1,77 r_c$ pentru calculul lui p_{pl} ;

q - suprasarcina de calcul la nivelul tălpii fundației sau secțiunii II-II în kPa ;

q_e, q_i - suprasarcina de calcul la nivelul tălpii sau secțiunii II-II la exteriorul respectiv interiorul fundației de subsol în kPa ;

c - valoarea de calcul a coeziunii terenului îndesat, respectiv natural în kPa ;

N_1, N_2, N_3 , - coeficienți adimensionali dați în STAS-ul 3300 în funcție de unghiul de frecare interioară al terenului îndesat pentru $p_{pl\ c}$), respectiv în funcție de unghiul de frecare al terenului natural de sub zona de îndesare pentru p_{pl} .

Valorile $p_{cr\ c}$ și p_{cr} se calculează cu relațiile:

$$p_{cr\ c} (p_{cr}) = \gamma^* \cdot B \cdot N_\lambda \cdot \lambda_y + q \cdot N_q \cdot \lambda_q + c \cdot N_c \cdot \lambda_c, \quad [kPa] \quad (4.82)$$

în care:

γ^* - greutatea volumică de calcul a terenului îndesat (în cazul lui $p_{cr\ c}$) sau a terenului natural de sub secțiunea II-II (în cazul lui p_{cr});

B - este egal cu b_{med} pentru calculul lui $p_{cr\ c}$, respectiv $1,77 r_c$ pentru calculul lui p_{cr} ;

q - suprasarcina la nivelul tălpii fundației pentru $p_{cr\ c}$, respectiv la nivelul II-II pentru p_{cr} ;

c - valoarea de calcul a coeziunii terenului îndesat (pentru $p_{cr\ c}$ respectiv a celui natural de sub secțiunea II-II (pentru p_{cr});

$\lambda_y = 0,6$; $\lambda_q = \lambda_c = 1,3$ - coeficienți de formă

N_y, N_q, N_c - coeficienți de capacitate portantă dați în STAS 3300/85 în funcție de unghiul de frecare interioară al terenului îndesat, respectiv al terenului natural.

În cazul în care $b_{med} \leq 0,80$ m valorile maxime ale capacității portante pentru zona îndesată ($p_{pl\ c}, p_{conv\ c}$) nu trebuie să depășească $5 daN/cm^2$ (adică $p_{pl\ c} (p_{conv}) \leq 5 daN/cm^2$), iar dacă $0,80 < b_{med} \leq 1,4$ m valorile maxime ale capacității portante pentru zona îndesată ($p_{pl\ c}, p_{conv\ c}$) nu trebuie să depășească $6 daN/cm^2$ (adică $p_{pl\ c} (p_{conv}) \leq 6 daN/cm^2$).

4.2.7.2. Calculul fundațiilor de mică adâncime ($h/b_{med} \leq 2$) realizate în gropi ștanțate cu bulb din materiale granulare sau din beton vârtos

În cazul fundațiilor de mică adâncime realizate în gropi ștanțate cu bulb, schema distribuției eforturilor în terenul din jurul fundației precum și dimensiunile zonei de pământ compactat și cele ale bulbului sunt prezentate în figura 4.19.

Dimensiunile r_b și h_b ale bulbului din beton sau material granular respectiv al zonei îndesate se stabilesc astfel:

a) dimensiunile bulbului (în condițiile utilizării pentru bulb a unui volum de material egal cu $(0,8...1,0) \cdot V_{gs}$, unde V_{gs} este volumul gropii stanțate):

- raza bulbului

$$r_b = (0,6...0,8) \cdot b_{med} \quad (4.83)$$

- înălțimea bulbului

$$h_b = (0,8...1,0) \cdot b_{med} \quad (4.84)$$

b) dimensiunile zonei îndesate:

- raza zonei compactate $r_c = (1,5...1,7) \cdot b_{med} \quad (4.85)$

- înălțimea zonei compactate $h_c = (2,0...2,5) \cdot b_{med} - h_b \quad (4.86)$

sau utilizând relațiile de calcul:

- raza bulbului $r_b = k \cdot \sqrt[3]{V_b} \leq 1,2 \cdot b \quad (4.87)$

- aria maximă a secțiunii transversale a bulbului

$$S_b = \pi \cdot r_b^2 \quad (4.88)$$

- raza zonei de teren îndesat

$$r_c = \eta \cdot r_b \quad (4.89)$$

- adâncimea zonei compactate

$$h_c = 2 \cdot r_c - h_b \quad (4.90)$$

- aria secțiunii transversale în plan orizontal a zonei compactate:

$$S_c = \pi \cdot r_c^2 \quad (4.91)$$

În relațiile 4.81...4.85 s-au folosit notațiile:

k - coeficientul care ține seama de forma bulbului și se determină în funcție de raportul h_b/r_b (fig. 4.20);

V_b - volumul de material de adaos folosit pentru realizarea bulbului;

η - coeficient care se obține cu ajutorul graficelor din figura 4.21 în funcție de greutatea volumică în stare uscată a terenului natural γ_d și cea a terenului îndesat, γ_{dc} , (determinată cu relația 4.75).

Verificarea presiunii la nivelul secțiunii I-I se face calculând presiunile p_1 și p_2 cu relația 4.72 și verificarea relației 4.92:

$$p_1 \leq 750 \text{ kN/m}^2; p_2 \geq 0 \quad (4.92)$$

Presiunea p_3 la nivelul secțiunii II-II se calculează cu relația:

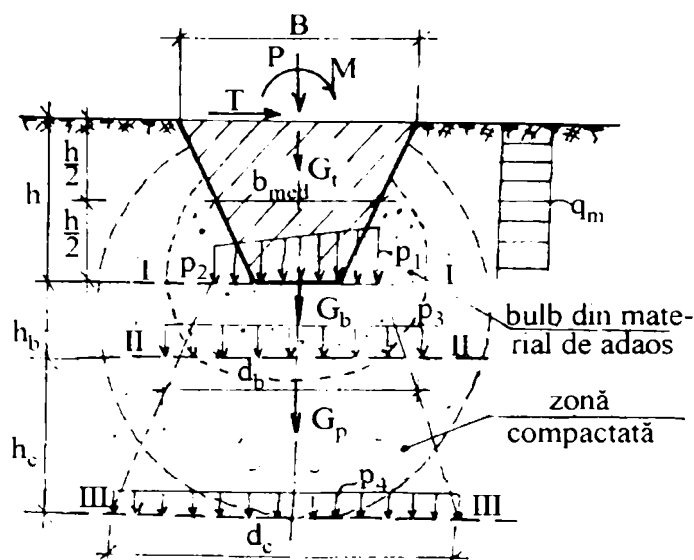


Fig. 4.19. Distribuția eforturilor în teren în jurul fundațiilor de mică adâncime realizate în gropi ștanțate cu bulb.

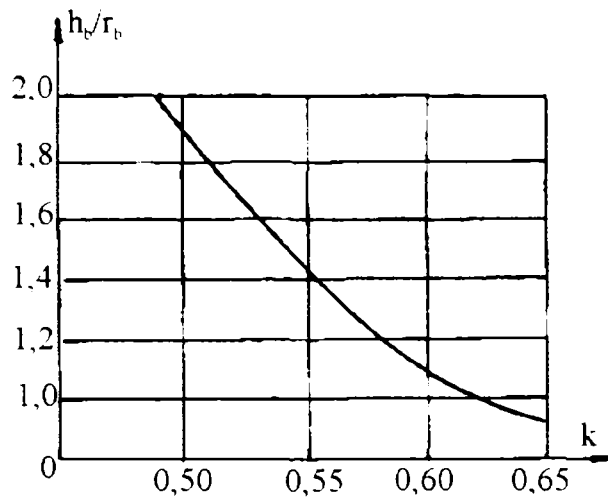


Fig. 4.20. Grafic pentru determinarea coeficientului k .

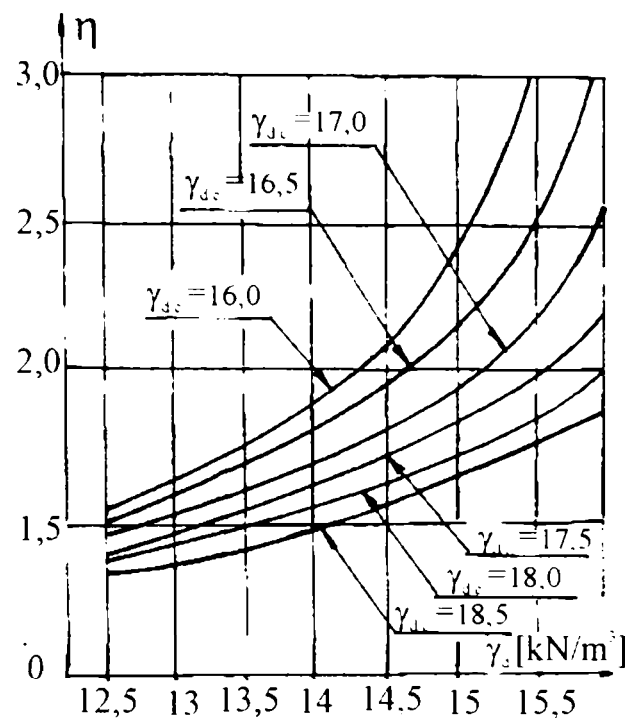


Fig. 4.21. Grafic pentru determinarea coeficientului η .

$$p_3 = \frac{P + G_f + G_b}{S_b}, \quad (4.93)$$

unde: G_b - greutatea bulbului din material de adaos aferent secțiunii S_b , în kN (unde $S_b = 0,9 \cdot \pi \cdot r_b^2$)

Presiunea p_3 trebuie să satisfacă condițiile:

- pentru gruparea fundamentală

$$p_3 \leq p_{pl\ c} \text{ sau } p_3 \leq p_{conv}$$

- pentru gruparea specială

$$p_3 \leq p_{cr\ c} \text{ sau } p_3 \leq 1,2p_{conv\ c}$$

Presiunea de plasticizare, respectiv presiunea critică se va calcula pentru o fundație cu latura $B = 0,8 \cdot d_b$ folosind relațiile 4.80, 4.81 și 4.82.

Verificarea presiunilor în secțiunea III-III, la contactul dintre zona îndesată și terenul natural, se face calculând presiunea p_4 cu relația:

$$p_4 = \frac{P + G_b + G_b + G_p}{S_c}, \quad (4.94)$$

unde: $S_c = \frac{0,9 \cdot \pi \cdot d_c^2}{4}$ și p_4 trebuie să satisfacă relațiile 4.78 și 4.79.

Verificarea capacității portante a fundațiilor sau a elementelor de fundare de suprafață, realizate în gropi stanțate, la sarcini orizontale se face cu relația:

$$p_w = k_{cr} \cdot q_m \cdot b_{med} \cdot h \geq T + M/h \quad (4.95)$$

în care: $k_{cr} = 0,8$ coeficient al condițiilor de lucru;

$$q_m = a + 0,4 \cdot p \text{ (unde } a = 60 \text{ kN/m}^2\text{);}$$

$$p - \text{presiunea medie și } p = (P + G)/b_{med}^2$$

4.2.7.3. Calculul fundațiilor sau elementelor de fundare de adâncime ($h/b_{med} \geq 2$)

În calculul fundațiilor de adâncime medie realizate în gropi ștanțate cu bulb (fig. 4.22 b), capacitatea portantă la compresiune axială a acestora se calculează cu relația:

$$R = \min (R_1, R_2, R_3) \quad (4.96)$$

unde:

R_1 - capacitatea portantă a materialului rigid din bulb, care se determină cu relația 4.97;

R_2 - capacitatea portantă a pământului îndesat aflat sub nivelul bazei bulbului, care se determină cu relația 4.98;

R_3 - capacitatea portantă a terenului natural de sub zona de îndesare, care se determină cu relația 4.99.

Capacitatea portantă a materialului din bulb, în secțiunea I-I, se calculează cu relația:

$$R_1 = k_1 \cdot m_1 \cdot p_1 \cdot A_b \quad (4.97)$$

unde:

$k_1 = 0,8$ - coeficient de neomogenitate;

$m_1 = 1,0$ coeficient al condițiilor de lucru;

p_1 - rezistența de calcul a materialului din bulb, care se consideră egală cu 10 000 kPa pentru piatră spartă, refuz de ciur, balast grosier și 5 000 kPa pentru nisip grosier;

$A_b = b^2$ - aria secțiunii de la vârf a elementului de fundare în m^2 .

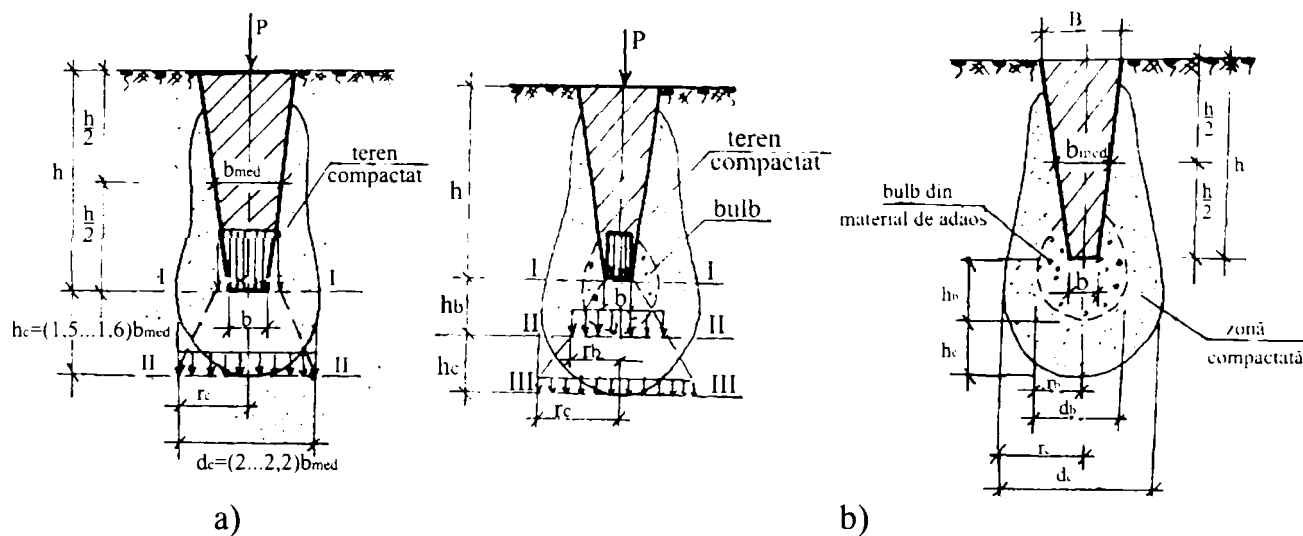


Fig. 4.22. Distribuția eforturilor în teren în jurul unor fundații de adâncime medie realizate în gropi ștanțate: a - fără bulb; b - cu bulb.

Capacitatea portantă a terenului din limitele zonei îndesate (R_2), în secțiunea II-II, se calculează cu relația:

$$R_2 = k_2 [m_2 \cdot p_2 \cdot S_b + m'_2 \cdot U_{med} \cdot \sum f_i \cdot h_i + m_2 \cdot (A_B - A_b) \cdot p_{med}] \quad (4.98)$$

unde:

$k_2 = 0,7$ coeficient de neomogenitate;
 $m_2 = 1,0$; $m'_2 = 0,8$ - coeficienți ai condițiilor de lucru;
 p_2 - capacitatea portantă a terenului din zona îndesată calculată cu relațiile 4.80 sau 4.81, folosind parametrii ϕ și c din STAS 3300/1-85, determinați în funcție de indicele porilor e_c calculat cu relația 4.75;

$S_b = \pi \cdot r_b^2$ - aria secțiunii transversale a bulbului;

U_{med} - perimetrul secțiunii medii a fundației;

f_i - rezistența de calcul a terenului pe suprafața laterală a elementului de fundare (în conformitate cu STAS 2561/3-83);

A_B, A_b - aria fundației la partea superioară, respectiv inferioară;

h_i - înălțimea din fișa elementului de fundare aflată în contact cu stratul i din teren;

p_{med} - capacitatea portantă a terenului natural calculată la mijlocul înălțimii fundației corespunzătoare lui b_{med} (poate fi p_{conv} , p_{pl} , p_{cr});

Capacitatea portantă a fundației în funcție de capacitatea portantă a terenului natural, în secțiunea III - III, se calculează cu relația:

$$R_3 = k_3 \cdot [m_3 \cdot p_3 \cdot S_c + m'_3 \cdot U_{med} \cdot \sum f_i \cdot h_i + m''_3 \cdot (A_B - A_b) \cdot p_{med}] \quad (4.99)$$

unde:

$k_3 = 0,7$ coeficient de neomogenitate;

$m'_3 = 0,9$; $m''_3 = 1,0$, coeficienți ai condițiilor de lucru;

p_3 - capacitatea portantă a terenului natural, determinată cu relațiile 4.80 sau 4.81;

$S_c = \pi \cdot r_c^2$ - aria secțiunii transversale a zonei îndesate;

U_{med} , f_i , h_i , A_B , A_b - au semnificațiile prezentate anterior.

Capacitatea portantă la compresiune a fundației de adâncime medie fără bulb se determină cu relația: $R = \min (R_2, R_3)$, (4.100)

unde:

- R_2 - capacitatea portantă a terenului din zona îndesată calculată cu relația (4.98);

- R_3 - capacitatea portantă a terenului natural la contactul cu zona îndesată calculată cu relația (4.99).

Calculul lui R_2 și R_3 se face cu relațiile (4.92) și (4.93) cu următoarele modificări:

- în relația (4.98) în loc de A_b , (aria bulbului) se introduce $A_{med} = b_{med}^2$ (aria secțiunii medii a fundației), verificarea efectuându-se în secțiunea I-I;

- pentru verificarea capacității portante a fundației din condiția de capacitate portantă a terenului natural, pentru zona îndesată se vor considera dimensiunile:

$$h_c = (1,5 \dots 1,6) \cdot b_{med} \quad (4.101)$$

$$d_c = (2,0 \dots 2,2) \cdot b_{med}$$

În cazul fundațiilor care descarcă pe un grup de elemente de fundare, în calculul se consideră că încărcarea se va transmite terenului exclusiv prin intermediul elementelor de fundare. În acest caz solicitarea unui singur element

de fundare (colțar) aflat sub talpa fundației încărcată cu moment și forță verticală este dată de relația:

$$S_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x_i^2} \quad [\text{kN}] \quad (4.102)$$

în care:

N - forța axială transmisă de fundație;

M_x, M_y - momentele de calcul transmise de fundație pe direcția x, respectiv y;

n - numărul elementelor de fundare.

x_i și y_i distanțele de la axa elementului i la axele principale ale grupului.

Capacitatea portantă a unui singur element de fundare din grup se calculează cu relația:

$$R' = m_u \cdot R \quad [\text{kN}] \quad (4.103)$$

unde:

R - capacitatea portantă a elementului izolat calculată cu relațiile (4.96) sau (4.104) sau determinată experimental prin încărcare statică de probă (conform STAS 2561/2-83);

m_u ;-- coeficient al condițiilor de lucru și se stabilește conform C 230-89.

În finalul calculului se impune verificare relației (4.104):

$$R' > S. \quad (4.104)$$

În cazul elementelor de fundare de adâncime medie sau a fundațiilor ce descarcă pe un grup de elemente, solificate de forțe orizontale mari, acestea vor fi calculate ca elemente încastrate elastic în teren sau prin alte metode.

În cazul construcțiilor ce prezintă o importanță deosebită sau a celor care transmit încărcări mari, capacitatea portantă a fundațiilor se recomandă să se determine prin încărcarea statică a unor fundații experimentale cu dimensiuni definitive.

4.2.8. Determinarea capacității portante pe baza rezultatelor de penetrare statică

Încărcarea critică pentru o fundație se poate stabili și prin încercarea de penetrare statică, efectuată conform STAS 1242/6-76 și normativului C 159-89.

În acest caz:

$$P_{cr \cdot p.s.} = A \cdot R_v + Q_f \quad [\text{kN}] \quad (4.109)$$

unde: A - aria bazei fundației sau elementului de fundare pe care se manifestă rezistența terenului;

Q_f - încărcarea critică corespunzătoare capacității portante la frecarea laterală a fundației realizată în groapă ștanțată.

R_v - rezistența terenului la adâncimea corespunzătoare bazei bulbului.

În relația de mai sus R_v se calculează cu relația (4.110):

$$R_v = \alpha_v \cdot R_p, \quad [\text{kPa}] \quad (4.110)$$

iar Q_f se calculează cu relația (4.111):

$$Q_f = U_{\text{med}} \cdot \sum f_i \cdot h_i \quad [\text{kN}] \quad (4.111)$$

unde: α_v este un coeficient care ține seama de natura terenului de fundare și ale cărui valori sunt date în tabelul 4.4.

R_p - rezistența la înfigere pe vârful penetrometrului static;

U_{med} - perimetrul secțiunii transversale a elementului de fundare la mijlocul înălțimii acesteia, în m;

h_i - grosimea stratului i , în m.

f_i - frecarea unitară mobilizată în stratul i , în kPa; care se calculează cu relația:

$$f_i = \alpha_1 \frac{R_p}{\alpha_s}, \quad [\text{kPa}] \quad (4.112)$$

unde: $\alpha_1 = 1,25$ - coeficient care ține seama de efectul de îndesare al terenului din jurul elementului de fundare, în urma procesului de ștanțare;

α_s - coeficient ce depinde de natura terenului de fundare și ale cărui valori sunt date în tabelul 4.5.

Valorile coeficientului α_v

Tabelul 4.4

Natura terenului	α_v
Argile și marne	0,50
Prăfuri	0,45
Nisipuri	0,40
Pietrișuri	0,35

Valorile coeficientului α_s

Tabelul 4.5

Natura terenului	α_s
Argilă și marnă	50
Prăf, argilă nisipoasă	60
Nisip argilos	60
Nisip afânat	100
Nisip cu îndesare medie	150
Nisip îndesat, pietriș	200

Capacitatea portantă la sarcini verticale se determină cu relația

$$P = k \cdot m \cdot P_{\text{cr.p.s.}} \quad [\text{kN}] \quad (4.113)$$

unde: $k = 0,7$ - coeficient de neomogenitate;

$m = 0,7$ - coeficient al condițiilor de lucru.

4.2.9. Considerații privind calculul capacității portante a fundațiilor având formă de trunchi de con și emisferă

Din cele prezentate în paragrafele anterioare, se poate observa că nu există practic o metodă de calcul care să se impună în calculul fundațiilor (de mică adâncime) executate în gropi ștanțate, în momentul actual, calculul acestor fundații făcându-se conform îndrumătorului **C230 - 89**. Inexistența unei metode clare de calcul se datorează pe de o parte complexității **distribuției eforturilor** ce apar în cazul problemei spațiale (axial simetrică pentru trunchiul de con), iar pe de altă parte, **formelor speciale** (de trunchi de piramidă sau trunchi de con) ale acestor fundații, forme care prezintă într-adevăr avantajul unor suprafețe laterale înclinate ce contribuie la îmbunătățirea caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului de fundare din jurul fundației ca urmare a procesului de ștanțare, dar pentru care nu este suficient de clar modul de determinare a capacității portante a terenului de fundare sub astfel de fundații.

Pentru a putea aplica metoda din îndrumătorul C230-89 și la calculul fundațiilor emisferice executate în gropi ștanțate, este necesar să se determine capacitatea portantă a terenului de fundare calculată pentru d_{med} al unei fundații având formă de emisferă.

Prin studiile efectuate s-a încercat și adoptarea unor metode teoretice de calcul, în vederea folosirii lor la calculul fundațiilor cu diverse forme, realizate în gropi ștanțate.

În acest paragraf se prezintă modul și ipotezele făcute de către doctorand pentru adoptarea și aplicarea unor metode teoretice de calcul la determinarea capacității portante a fundațiilor cu formă de trunchi de con și emisferă, realizate în gropi ștanțate.

În cadrul paragrafului 4.1. au fost prezentate câteva metode de calcul a presiunii critice corespunzătoare cedării generale pentru fundațiile clasice. Din cele prezentate se poate observa că formulele deduse de Terzaghi sunt formule aproximative, deoarece primilor doi termeni, pe de o parte, și celui de al treilea termen, pe de altă parte, le corespund moduri de cedare diferite. Cu toate acestea în proiectare sunt folosite adesea aceste formule, chiar dacă au un caracter semiempiric, deoarece eroarea este de partea siguranței. Soluții riguroase din punct de vedere teoretic au fost obținute de Sokolowski.

V. G. Berezanțev folosind rezultatele lui Sokolovski, a extins studiul stării de eforturi limită a mediilor disperse la problema spațială pentru cazul în care starea de tensiuni este simetrică față de o axă, deducând ecuațiile diferențiale de bază (în coordonate cilindrice) ale stării de eforturi limită și rezolvând astfel o serie întregă de probleme din practica inginerescă. Metodele de calcul dezvoltate de Berezanțev au fost deduse și pentru calculul capacității portante a fundațiilor circulare încărcate centric. Prin urmare, în cadrul metodelor de calcul adoptate, care se prezintă în continuare, calcul presiunii critice a terenului de fundare se va face conform teoriei lui Berezanțev.

Pe baza teoriei rezistenței pasive a terenului de fundare se poate calcula pentru o fundație de mică adâncime, capacitatea portantă limită, considerându-se că aceasta este atinsă în momentul în care a fost depășită presiunea critică a terenului pe talpa fundației.

Pentru determinarea capacității portante limită a elementelor de fundare având formă de trunchi de con se consideră că în momentul cedării există o conlucrare spațială a elementului cu terenul de fundare, astfel încât pe talpa elementului de fundare acționează presiunea critică iar pe suprafața laterală a acestuia se va manifesta rezistența pasivă a pământului (figura 4.23).

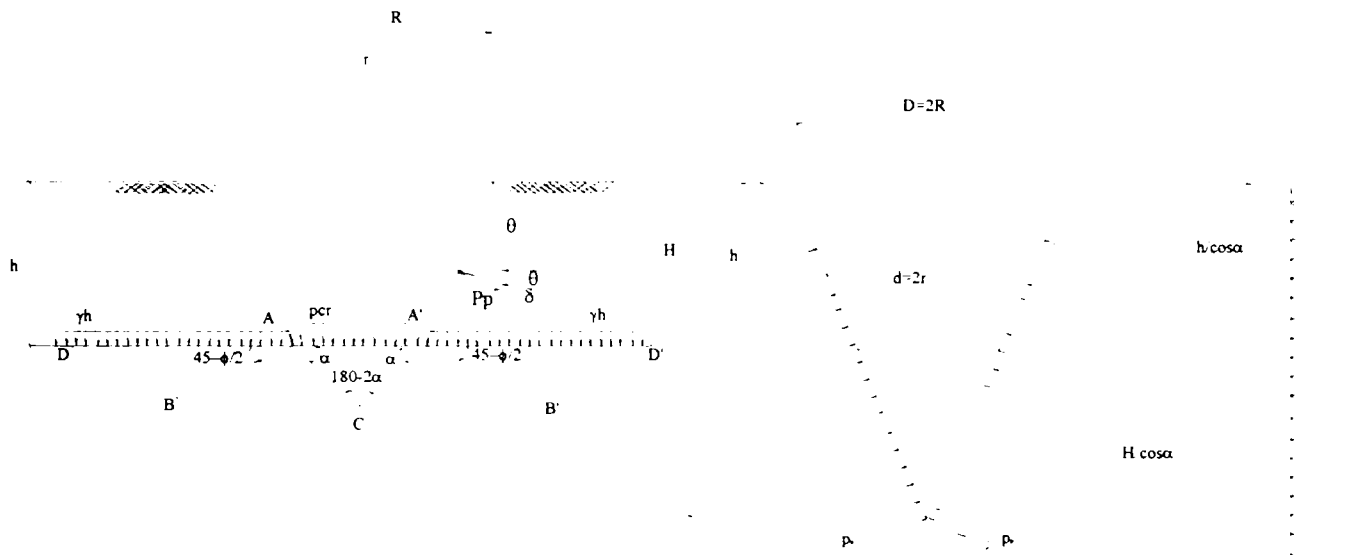


Fig. 4.23. Schema de distribuție a presiunilor la fundația trunchi de con.

În conformitate cu cele enunțate anterior capacitatea portantă limită a unui element cu forma de trunchi de con se poate scrie :

$$P_{cr} = P_{crb} + P_{cr\theta}, \quad (4.114)$$

unde: P_{crb} - reprezintă capacitatea portantă limită pe talpa elementului;

$P_{cr\theta}$ - este capacitatea portantă limită pe suprafața laterală a elementului.

Se admite ipoteza că forma zonelor de cedare sub fundațiile circulare are aspect analog cu cea în cazul problemei plane, prismul elastic AA'C având unghiul la bază α , iar forma suprafețelor de alunecare se admite ca fiind alcătuită din două segmente rectilinii racordate cu un arc de spirală logaritmică, acestea intersectând linia terenului sub un unghi de $45 - \phi/2$. Pentru calculul lui P_{crb} valoarea unghiului α se admite egală cu 45° , conform teoriei lui Berezanțev.

Prin urmare P_{crb} se va calcula cu relația:

$$P_{crb} = \pi \cdot r^2 \cdot p_{cr}, \quad (4.115)$$

în care : r - raza bazei mici a trunchiului de con;

p_{cr} - presiunea critică pe talpa elementului de fundare calculată conform metodei Berezanțev prezentată în paragraful 4.1.

Pentru determinarea capacității portante limită pe suprafața laterală a elementului de fundare, se consideră o conlucrare spațială a acestuia cu terenul de fundare, deoarece în momentul ruperii pe toată suprafața laterală a fundației se manifestă rezistența pasivă a pământului. Prin urmare se poate considera capacitatea portantă limită pe suprafața laterală egală cu:

$$P_{cr\theta} = \int_0^h 2 \cdot \pi \cdot (H - z) \cdot \tan \theta \cdot \gamma_t \cdot z \cdot K_{p\theta} \cdot \frac{\sin(\theta + \delta)}{\cos \delta} \cdot dz, \quad (4.116)$$

unde: θ - unghiul de înclinare al suprafeței laterale a trunchiului de con;

H - înălțimea conului din care provine trunchiul de con ($H = R \cdot \tan \theta$);

$K_{p\theta}$ - coeficientul rezistenței pasive;

γ_t - greutatea volumică a terenului de fundare;

δ - unghiul de frecare dintre fundație și terenul de fundare.

Relația 4.116 a fost obținută considerând că $P_{cr\theta}$ se determină integrând pe toată înălțimea trunchiului de con presiunea p_{pz} ce revine unui element diferențial de înălțime dz și rază r_z și proiectând această mărime după verticală.

Astfel, conform figurii 4.24

se poate observa că $\cos \theta = \frac{dz}{ds}$, de

unde rezultă că $ds = \frac{dz}{\cos \theta}$, iar

presiunea din împingerea pământului la nivelul z se poate calcula cu relația

$$p_{pz} = \gamma_t \cdot z \cdot K_{p\theta} \cdot \cos \theta \quad (4.117).$$

Ținând seama de cele prezentate anterior se poate scrie că presiunea critică din împingerea pământului pe suprafața laterală a elementului este dată de relația:

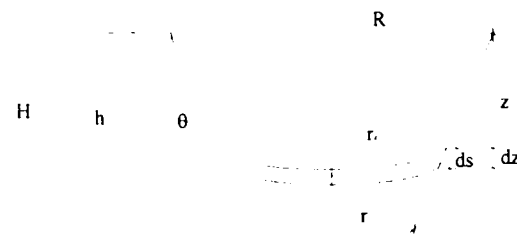


Fig 4.24. Schema de calcul pentru determinarea lui $P_{cr\theta}$.

$$P_{cr\theta} = \int_0^h p_{pz} \cdot 2 \cdot \pi \cdot r_z ds = \int_0^h 2\pi \cdot (H - z) \cdot \tan \theta \cdot \gamma_t \cdot z \cdot K_{p\theta} \cdot \frac{\sin(\theta + \delta)}{\cos \delta} dz. \quad (4.118)$$

Pentru determinarea capacității portante limită a elementului de fundare având formă de emisferă se consideră că și în cazul acestuia la limita echilibrului sub elementul emisferă se formează prismul elastic AA'C cu unghiul la bază α , laturile acestui prism fiind tangentele duse la emisferă sub unghiul $\alpha = 45^\circ$ față de orizontală. Se consideră de asemenea că presiunea critică se poate determina cu metoda Berezanțev și se manifestă pe suprafața $\pi \cdot r^2$, unde r este jumătate din baza prismului elastic prezentat în figura 4.25.

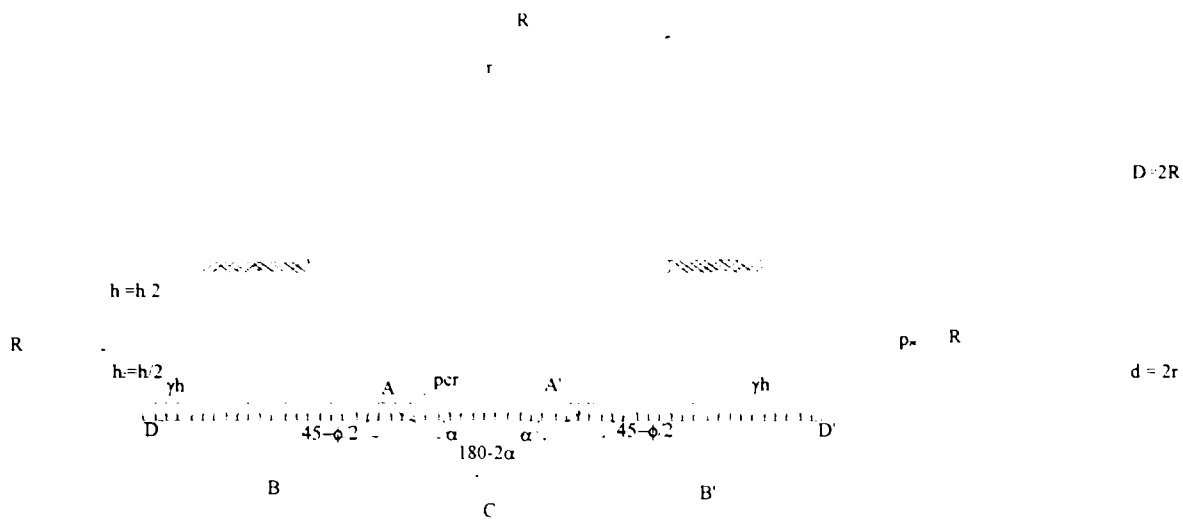


Fig. 4.25. Schema de distribuție a presiunilor la fundația semisferică.

Porțiunea superioară rămasă din emisferă se poate asimila cu două trunchiuri de con având înălțimi egale dar cu suprafețele laterale de înclinări diferite θ_1 și θ_2 , conform figurilor 4.25 și 4.26. Pe suprafețele laterale se consideră că acționează rezistența pasivă la fel ca și în cazul elementului de fundare având formă de trunchi de con prezentat anterior.

Pentru determinarea componentei verticale a rezistenței pasive ce se manifestă pe suprafața laterală a primului trunchi de con, se aplică relația 4.116

în care h se înlocuiește cu $\frac{h}{2}$ și $r = r_1$ (fig. 4.26).

Prin urmare rezultă că:

$$P_{cr\theta_1} = \int_0^{\frac{h_1}{2}} 2 \cdot \pi \cdot (H_1 - z) \cdot \tan \theta_1 \cdot \gamma_t \cdot z \cdot K_{p\theta_1} \cdot \frac{\sin(\theta_1 + \delta)}{\cos \delta} \cdot dz, \quad (4.119)$$

unde: θ_1 - unghiul de înclinare al suprafeței laterale a primului trunchi de con;

H_1 - înălțimea conului din care provine trunchiul de con ($H_1 = R \cdot \tan \theta_1$);

$K_{p\theta_1}$ - coeficientul rezistenței pasive;

γ_t - greutatea volumică a terenului de fundare;

δ - unghiul de frecare dintre fundație și terenul de fundare.

Deoarece suprafața laterală a celor două trunchiuri de con cumulată este o suprafață frântă, pentru determinarea rezistenței pasive care se manifestă pe suprafața laterală a celui de al doilea trunchi de con, este necesar să se transforme suprafața frântă într-o suprafață continuă echivalentă având înclinarea θ_{1c} față de verticală.

Pentru a determina analitic mărimea unghiului θ_{lc} este necesar să se cunoască mărimea segmentului $BB' = x$ din figura 4.26. Pentru aceasta se observă că segmentul $l1''$ este egal cu x (deoarece $BB' \parallel l1''$ și $B'1 \parallel B1''$) iar segmentul $C1''$ este $r_1 - x$ și totodată este și linie mijlocie în trapezul $OoAB$.

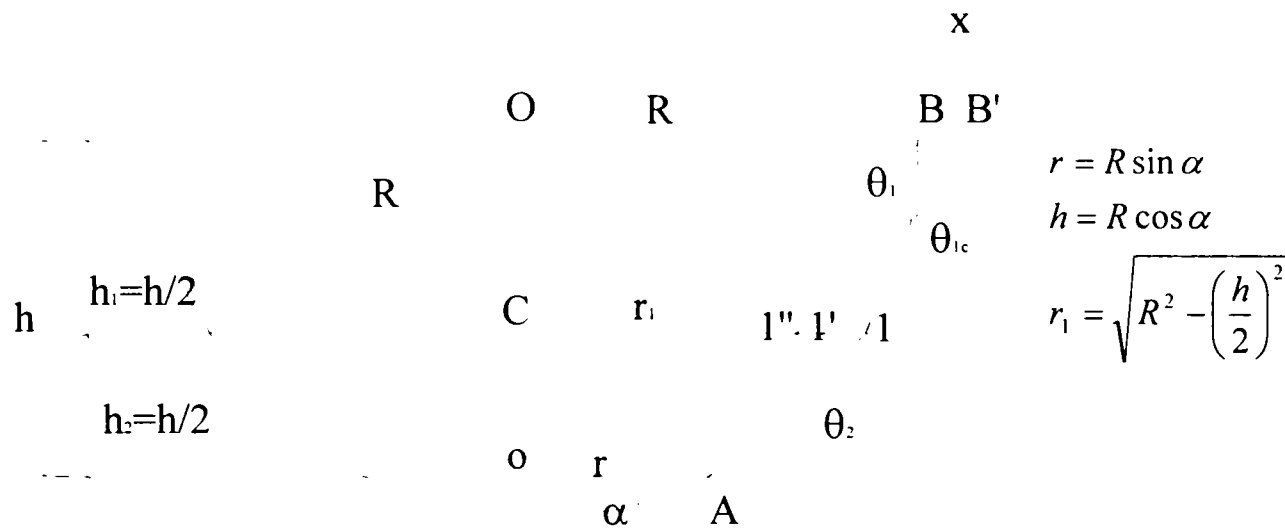


Fig. 4.26. Schemă de calcul pentru al doilea trunchi de con.

Prin urmare putem scrie:

$$r_1 - x = \frac{R + r}{2} \quad \text{de unde rezultă că} \quad 2 \cdot r_1 - 2x = R + r,$$

$$\text{deci rezultă că } x = \frac{2r_1 - R - r}{2} \quad (4.120)$$

Cunoscându-l pe x putem determina $\tan \theta_{lc}$ cu relația 4.121:

$$\tan \theta_{lc} = \frac{R + x - r}{h} \quad (4.121)$$

$$\theta_{lc} = a \tan \frac{R + x - r}{h} \quad (4.122)$$

Pentru determinarea componentei verticale a rezistenței pasive ce se manifestă pe suprafața laterală a celui de al doilea trunchi de con se va folosi tot relația 4.116 dar modificată:

$$P_{cr\theta_{lc}} = \int_{h_1}^{h_1+h_2} 2 \cdot \pi \cdot (H_{lc} - z) \cdot \tan \theta_{lc} \cdot \gamma_t \cdot z \cdot K_{p\theta_{lc}} \cdot \frac{\sin(\theta_{lc} + \delta)}{\cos \delta} \cdot dz, \quad (4.123)$$

unde: θ_{lc} - unghiul de înclinare al suprafeței laterale a trunchiului de con echivalent obținut prin compensare;

H_{lc} - înălțimea conului din care provine trunchiul de con echivalent obținut prin compensare ($H_{lc} = R_{lc} \cdot \tan \theta_{lc}$ unde R_{lc} (segmentul $C1'$) = $r_1 + x/2$);

$K_{p\theta 1c}$ - coeficientul rezistenței pasive;

h_1 - este înălțimea primului trunchi de con;

h_2 - este înălțimea celui de al doilea trunchi de con;

γ_t - greutatea volumică a terenului de fundare;

δ - unghiul de frecare dintre fundație și terenul de fundare.

În final suma componentelor verticale ale rezistențelor pasive pe suprafețele laterale ale celor două trunchiuri de con dau rezistența pasivă totală ce se manifestă pe suprafața laterală a semisferei. Dacă la aceasta se va adăuga presiunea critică pe talpa elementului de fundare se obține capacitatea portantă limită a elementului având formă de semisferă. În cadrul acestui exemplu de calcul suprafața laterală a semisferei a fost asimilată cu doar două trunchiuri de con pentru a obține formule de calcul mai simple. Pentru o mai bună asimilare ar trebui folosit un număr mai mare de trunchiuri de con care să urmărească cât mai fidel suprafața laterală a semisferei pe care acționează rezistența pasivă și în acest caz asimilarea ar fi mai bună, dar acest lucru ar îngreuna mult calculele efectuate manual.

În relațiile de calcul prezentate anterior, coeficientul rezistenței pasive $K_{p\theta}$ se poate calcula cu relația din teoria lui Coulomb dacă se admite ipoteza apariției unor că suprafețele plane de alunecare, în acest caz $K_{p\theta}$ fiind dat de relația:

$$K_{p\theta} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\delta - \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \beta) \cdot \sin(\phi - \delta)}{\cos(\theta + \beta) \cdot \cos(\delta - \theta)}} \right]^2}, \quad (4.124)$$

unde: ϕ - unghiul frecării interioare al pământului;

θ - unghiul de înclinare al suprafeței laterale a fundației;

β - unghiul pe care îl face suprafața terenului cu orizontala;

δ - unghiul frecării dintre pământ și fundație.

În cazul în care se admite ipoteza apariției unor suprafețele curbe de alunecare, alcătuite dintr-un arc de spirală logaritmică ce se continuă cu un plan corespunzător zonei Rankin (teoria lui Caquot și Kerisel), coeficientul rezistenței pasive $K_{p\theta}$, se poate determina cu ajutorul abacei din figura 4.27 sau al tabelelor 4.6...4.10 [146]. În tabelele 4.6...4.10 sunt date valorile lui $K_{p\theta}$ în funcție de rapoartele β/ϕ , δ/ϕ , de mărimea unghiurilor θ și ϕ , unghiurile β , ϕ , δ și θ având aceeași semnificație ca mai sus (convenția de semne pentru θ fiind redată în figura 4.27).

Prin urmare în funcție de metodele cu care se determină p_{cr} și $K_{p\theta}$ se pot elabora două metode de calcul al capacității portante limită a elementelor de fundare având formă de trunchi de con sau semisferă, și anume:

metoda I Berezanțev - Coulomb;

metoda II Berezanțev - Caquot.

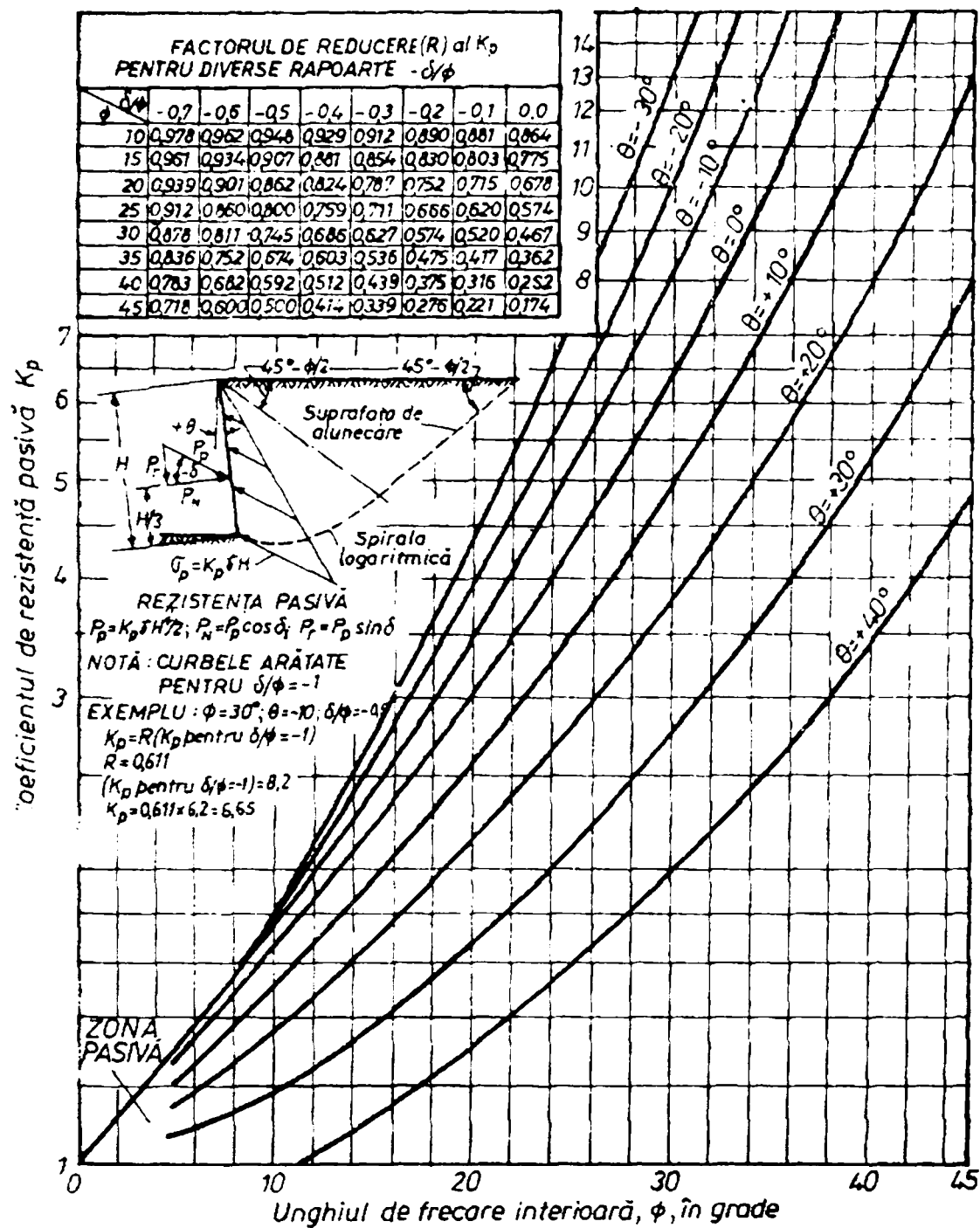


Fig. 4.27. Abacă pentru determinarea lui $K_{p\theta}$ în cazul suprafețelor curbe de alunecare, pentru un perete de înclinare θ mărginit de un masiv de pământ necoeziv cu suprafața orizontală.

Pe de altă parte, conform îndrumătorului C 230-89 prezentat în paragraful 4.2.7., la fundațiile sau elementele de fundare executate în gropi ștanțate calculate la stare limită de capacitate portantă, presiunea critică se determină cu relațiile de calcul din teoria plană corectate cu niște coeficienți de formă ($\lambda_y = 0,6$, $\lambda_q = \lambda_c = 1,3$), în aceste relații termenul din greutatea proprie a pământului de sub talpa fundației fiind în funcție de b_{med} (unde b_{med} este linia mijlocie în trapez).

$\beta/\phi' = 0.00$ $\delta/\phi' = -1.00$ Tabelul 4.6.

$\theta \backslash \phi'$	10	15	20	25	30	35	40	45
50				1.14	1.35	1.54	2.20	2.85
45			1.14	1.36	1.65	2.10	2.75	3.80
40		1.12	1.32	1.60	1.98	2.60	3.50	5.00
35	1.07	1.26	1.51	1.87	2.35	3.10	4.40	6.50
30	1.17	1.40	1.70	2.15	2.80	3.80	5.40	8.20
25	1.26	1.54	1.91	2.50	3.20	4.30	6.70	10.70
20	1.35	1.67	2.10	2.80	3.80	5.40	8.10	13.50
15	1.44	1.82	2.35	3.10	4.40	6.40	10.10	17.30
10	1.52	1.94	2.55	3.50	5.00	7.60	12.20	21.50
5	1.59	2.10	2.80	3.90	5.70	8.90	15.00	27.50
0	1.66	2.20	3.10	4.40	6.50	10.50	18.00	35.00
-5	1.71	2.35	3.30	4.80	7.50	12.30	22.00	44.00
-10	1.76	2.45	3.50	5.30	8.40	14.20	26.50	56.00
-15	1.80	2.55	3.80	5.80	9.50	16.60	32.00	70.00
-20	1.83	2.65	4.00	6.40	10.70	19.60	39.00	88.00
-25	1.85	2.75	4.30	7.00	12.10	23.00	47.00	112.00
-30	1.86	2.85	4.50	7.60	13.60	26.20	57.00	140.00
-35	1.85	2.90	4.80	8.30	15.30	30.00	69.00	177.00
-40	1.84	2.95	5.00	9.00	17.10	35.00	82.00	225.00
-45	1.80	3.00	5.30	9.70	19.20	41.00	100.00	280.00
-50	1.77	3.00	5.50	10.50	21.50	48.00	120.00	350.00
-55	1.71	3.10	5.70	11.40	24.00	56.00	146.00	440.00
-60	1.64	3.10	6.00	12.20	27.00	64.00	175.00	560.00
-65	1.56	3.10	6.20	13.10	30.00	74.00	210.00	700.00
-70	1.47	3.00	6.40	14.10	34.00	86.00	255.00	890.00
-75	1.36	3.00	6.60	15.30	37.00	100.00	310.00	
-80	1.23	2.90	6.80	16.40	42.00	116.00	370.00	
-85	1.08	2.80	7.00	17.50	47.00	135.00	440.00	
-90		2.65	7.10	18.80	52.00	156.00	540.00	

$\beta/\phi' = 0.00$ $\delta/\phi' = -0.66$ Tabelul 4.7.

$\theta \backslash \phi'$	10	15	20	25	30	35	40	45
50						1.10	1.40	1.79
45				1.06	1.28	1.56	2.00	2.50
40		1.00	1.16	1.39	1.60	2.00	2.55	3.30
35	1.04	1.18	1.38	1.64	1.97	2.45	3.20	4.10
30	1.14	1.32	1.57	1.90	2.30	2.95	3.90	5.30
25	1.22	1.45	1.75	2.15	2.70	3.50	4.70	6.70
20	1.31	1.58	1.93	2.45	3.10	4.20	5.80	8.40
15	1.39	1.70	2.10	2.70	3.50	4.90	6.90	10.00
10	1.47	1.84	2.30	3.00	4.10	5.70	8.50	13.10
5	1.54	1.95	2.50	3.40	4.60	6.80	10.200	16.50
0	1.59	2.05	2.75	3.70	5.30	8.00	12.00	20.00
-5	1.64	2.20	2.95	4.10	5.90	9.00	14.60	26.00
-10	1.70	2.30	3.10	4.50	6.60	10.50	17.60	33.00
-15	1.72	2.40	3.40	4.90	7.50	12.10	21.00	41.00
-20	1.75	2.45	3.60	5.40	8.40	14.00	25.50	52.00
-25	1.76	2.55	3.80	5.80	9.40	16.40	31.00	66.00
-30	1.77	2.60	4.00	6.30	10.60	18.80	37.00	82.00
-35	1.77	2.65	4.20	6.80	11.80	22.00	45.00	102.00
-40	1.74	2.70	4.40	7.40	13.20	25.00	53.00	128.00
-45	1.71	2.75	4.60	8.00	14.70	29.50	65.00	162.00
-50	1.67	2.75	4.80	8.60	16.40	34.00	78.00	210.00
-55	1.61	2.80	4.90	9.20	18.20	39.00	94.00	255.00
-60	1.54	2.75	5.10	9.90	20.50	45.00	112.00	320.00
-65	1.45	2.70	5.30	10.60	22.50	53.00	135.00	410.00
-70	1.35	2.70	5.40	11.40	25.50	61.00	161.00	510.00
-75	1.24	2.60	5.50	12.20	28.00	70.00	197.00	640.00
-80	1.11	2.50	5.70	13.10	31.00	82.00	235.00	810.00
-85		2.40	5.80	14.00	35.00	94.00	285.00	999.00
-90		2.30	5.90	15.00	39.00	110.00	350.00	

$\beta/\phi' = 0.00$ $\delta/\phi' = -0.50$ Tabelul 4.8.

$\theta \backslash \phi'$	10	15	20	25	30	35	40	45
50							1.00	1.25
45					1.01	1.22	1.48	1.80
40			1.01	1.18	1.40	1.65	2.00	2.50
35		1.09	1.25	1.47	1.75	2.30	2.60	3.20
30	1.090	1.26	1.48	1.74	2.10	2.55	3.20	4.10
25	1.20	1.40	1.66	1.98	2.40	3.00	3.90	5.20
20	1.28	1.52	1.83	2.25	2.80	3.60	4.70	6.40
15	1.36	1.64	2.00	2.50	3.20	4.10	5.60	8.00
10	1.43	1.76	2.20	2.75	3.60	4.80	6.60	9.80
5	1.49	1.87	2.35	3.10	4.10	5.70	8.00	12.30
0	1.55	1.97	2.55	3.40	4.60	6.50	9.60	15.00
-5	1.60	2.10	2.75	3.70	5.20	7.50	11.60	19.00
-10	1.65	2.15	2.90	4.10	5.80	8.70	14.00	23.50
-15	1.68	2.25	3.10	4.40	6.50	10.10	16.40	30.00
-20	1.70	2.35	3.30	4.80	7.30	11.60	19.80	37.00
-25	1.71	2.40	3.50	5.20	8.10	13.40	23.50	46.00
-30	1.71	2.50	3.70	5.60	9.00	15.40	28.50	58.00
-35	1.70	2.50	3.80	6.10	10.10	17.60	34.00	72.00
-40	1.68	2.55	4.00	6.50	11.10	21.00	42.00	90.00
-45	1.65	2.60	4.20	7.10	12.50	23.50	49.00	114.00
-50	1.60	2.60	4.30	7.60	13.80	27.00	59.00	142.00
-55	1.54	2.60	4.50	8.10	15.30	32.00	71.00	181.00
-60	1.48	2.55	4.60	8.70	17.00	36.00	85.00	225.00
-65	1.38	2.55	4.80	9.20	19.00	42.00	102.00	285.00
-70	1.31	2.50	4.90	9.90	21.00	49.00	123.00	360.00
-75	1.17	2.40	5.00	10.60	23.50	56.00	148.00	450.00
-80	1.06	2.30	5.00	11.20	26.00	65.00	180.00	570.00
-85		2.20	5.10	12.00	29.00	75.00	215.00	710.00
-90		2.05	5.20	12.70	32.00	87.00	260.00	900.00

$\beta/\phi' = 0.00$ $\delta/\phi' = -0.33$ Tabelul 4.9.

$\theta \backslash \phi'$	10	15	20	25	30	35	40	45
50								
45							1.10	1.30
40					1.12	1.30	1.60	1.80
35		1.00	1.12	1.27	1.47	1.70	2.05	2.40
30	1.04	1.18	1.34	1.55	1.82	2.10	2.55	3.20
25	1.16	1.33	1.54	1.81	2.15	2.60	3.20	4.00
20	1.25	1.46	1.72	2.05	2.50	3.00	3.80	4.90
15	1.33	1.58	1.88	2.30	2.80	3.50	4.60	6.00
10	1.40	1.68	2.05	2.55	3.20	4.10	5.40	7.40
5	1.46	1.79	2.20	2.80	3.60	4.70	6.40	9.00
0	1.51	1.88	2.40	3.10	4.00	5.40	7.60	11.00
-5	1.56	1.98	2.55	3.30	4.50	6.20	9.00	13.70
-10	1.60	2.05	2.70	3.60	5.00	7.10	10.50	17.00
-15	1.63	2.15	2.90	4.00	5.60	8.20	12.40	21.00
-20	1.65	2.20	3.00	4.30	6.20	9.40	15.00	26.00
-25	1.66	2.30	3.20	4.60	6.90	10.80	18.00	32.00
-30	1.65	2.25	3.40	5.00	7.60	12.40	21.00	40.00
-35	1.64	2.40	3.50	5.40	8.50	14.20	25.00	50.00
-40	1.62	2.40	3.60	5.70	9.40	16.00	30.00	62.00
-45	1.59	2.40	3.80	6.10	10.40	18.70	36.00	78.00
-50	1.54	2.40	3.90	6.60	11.40	21.00	43.00	96.00
-55	1.48	2.40	4.00	7.00	12.60	24.50	52.00	120.00
-60	1.41	2.40	4.10	7.40	14.10	28.00	62.00	150.00
-65	1.32	2.35	4.20	7.90	15.50	32.00	74.00	190.00
-70	1.22	2.30	4.30	8.40	17.20	38.00	89.00	240.00
-75	1.11	2.20	4.40	8.90	19.20	44.00	108.00	300.00
-80		2.10	4.40	9.50	21.00	50.00	130.00	380.00
-85		1.98	4.50	10.10	23.50	58.00	156.00	480.00
-90		1.84	4.50	10.70	26.00	67.00	188.00	600.00

$\beta/\phi' = 0.00$ $\delta/\phi' = -0.00$ Tabelul 4.10.

$\theta \backslash \phi'$	10	15	20	25	30	35	40	45
50								
45								
40								1.04
35					1.02	1.12	1.24	1.35
30			1.07	1.16	1.28	1.42	1.56	1.75
25	1.05	1.15	1.26	1.40	1.56	1.74	1.95	2.20
20	1.16	1.29	1.45	1.62	1.84	2.10	2.40	2.70
15	1.24	1.42	1.61	1.85	2.15	2.45	2.90	3.40
10	1.31	1.52	1.76	2.05	2.40	2.85	3.40	4.10
5	1.37	1.61	1.90	2.25	2.70	3.30	4.00	4.90
0	1.42	1.70	2.05	2.45	3.00	3.70	4.60	5.80
-5	1.46	1.78	2.15	2.55	3.30	4.20	5.30	7.00
-10	1.49	1.84	2.30	2.90	3.60	4.70	6.20	8.30
-15	1.52	1.91	2.40	3.10	4.00	5.30	7.10	10.00
-20	1.53	1.96	2.55	3.30	4.40	6.00	8.30	12.00
-25	1.54	2.00	2.65	3.50	4.80	6.70	9.60	14.50
-30	1.53	2.05	2.75	3.80	5.30	7.60	11.20	17.50
-35	1.51	2.05	2.85	4.00	5.70	8.50	13.10	21.50
-40	1.48	2.05	2.95	4.20	6.30	9.60	15.40	26.00
-45	1.44	2.10	3.00	4.50	6.90	11.00	18.00	32.00
-50	1.39	2.05	3.10	4.70	7.50	12.20	21.50	40.00
-55	1.34	2.05	3.10	5.00	8.20	14.00	25.00	50.00
-60	1.25	2.00	3.20	5.30	8.90	15.80	30.00	60.00
-65	1.18	1.94	3.20	5.50	9.70	18.00	35.00	76.00
-70	1.09	1.87	3.30	5.80	10.60	20.50	42.00	95.00
-75		1.78	3.20	6.10	11.60	23.50	50.00	118.00
-80		1.67	3.20	6.30	12.70	26.50	60.00	150.00
-85		1.55	3.20	6.60	14.00	31.00	72.00	188.00
-90		1.40	3.10	6.90	15.30	35.00	86.00	240.00

Plecând de la această ipoteză, se propune pentru studiu încă o metodă de calcul a capacității portante limită pentru elementele având formă de trunchi de con și emisferă considerând că, capacitatea portantă limită a acestor elemente este echivalentă cu cea a unei fundații cilindrice având diametrul egal cu d_{med} , unde d_{med} este diametrul elementului având formă de trunchi de con, măsurat în dreptul mijlocului înălțimii h a acestuia.

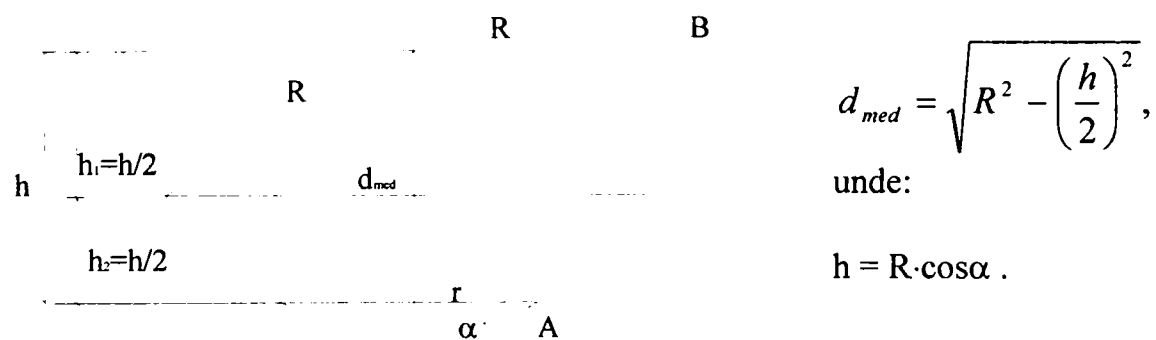


Fig.4.28. Schemă de calcul pentru determinarea lui d_{med} la elementul având formă de emisferă.

La elementul având formă de semisferă d_{med} se determină conform figurii 4.28.

În acest caz capacitatea portantă limită se poate calcula pentru elementele de fundare având formă de trunchi de con și respectiv de semisferă cu relația:

$$P_{cr} = \pi \cdot \frac{d_{med}^2}{4} \cdot p_{cr}, \quad (4.125)$$

unde p_{cr} se calculează, pentru d_{med} semisferă, cu metoda Berezanțev prezentată în paragraful 4.1. Metoda astfel obținută se va numi metoda III - Berezanțev pentru d_{med} .

Alte două metode pentru calculul capacităților portante ale elementelor semisferă și trunchi de con au fost notate cu IV și V și se bazează tot pe folosirea relației 4.125, dar în care $d_{med} = R \cdot \sqrt{3}$ (deoarece în acest caz d_{med} este diametrul elementului având formă de semisferă măsurat la mijlocul înălțimii acesteia, datorită faptului că în cazul acestor metode nu se specifică valoarea unghiului care se formează la baza prismului elastic), iar p_{cr} s-a determinat folosind coeficienții de capacitate portantă din EUROCODUL 7, respectiv din STAS-ul 3300/2-85.

Pe baza celor prezentate anterior, în continuare se prezintă spre comparație în tabelul 4.11 valorile capacităților portante limită obținute prin folosirea a celor cinci metode de calcul, (I... V), adaptate pentru elementele de fundare având formă de semisferă și trunchi de con. Dimensiunile elementelor de fundare pentru care s-a calculat capacitatea portantă limită sunt: la semisferă raza $R = 0,45$ m și la trunchiul de con $R = 0,45$ m, $r = 0,277$ m, $h = 0,45$ m și $\theta = 21^\circ$, și au fost alese astfel încât volumele acestor elemente să fie egale. Pentru efectuarea acestui studiu s-a realizat, pentru fiecare metodă în parte, câte un exemplu de calcul în MATCAD. Folosind aceste exemple de calcul, realizate în MATCAD, se poate calcula capacitatea portantă limită a elementelor studiate pentru diferite caracteristici fizico-mecanice ale terenului de fundare și diferite rapoarte δ/ϕ . În continuare sunt date rezultatele obținute pentru fiecare element (trunchi de con și semisferă) și pentru fiecare metodă pentru $\phi = 34^\circ$ și $\gamma = 16,5$ KN/m³.

Tabelul 4.11

Tipul de element	Metoda I			Metoda II			Metoda III	Metoda IV EC7	Metoda V STAS
	P_{cr}	P_p	P_{total}	P_{cr}	P_p	P_{total}	P_{total}	P_{total}	P_{total}
Elementul având formă de semisferă	222	438	656	222	20	238	450	240	198
Elementul având formă de trunchi de con	191	173	360	191	36	223	365	141	168

Din datele prezentate în tabelul 4.1 I. se poate observa că pentru toate cele cinci metode capacitatea portantă limită a elementului având formă de emisferă a rezultat mai mare decât cea a elementului având formă de trunchi de con.

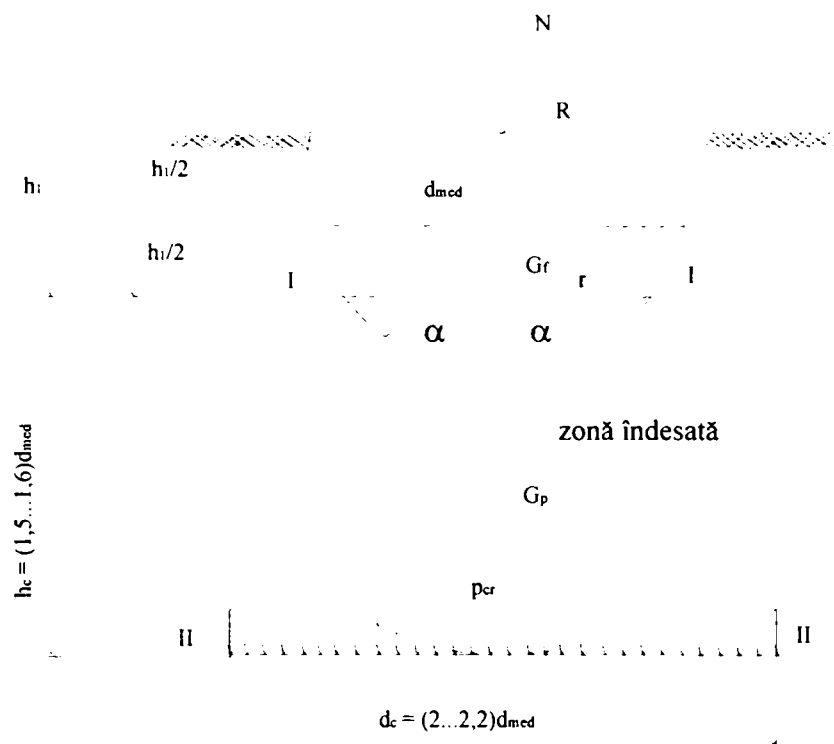
Metoda I dă cele mai mari valori pentru capacitatea portantă în timp ce valorile cele mai mici se obțin cu metoda V. Se observă de asemenea, că diferența mare între metodele I și II provine din efectul rezistenței pasive, valorile rezistenței pasive calculate după teoria Coulomb fiind mult mai mari decât cele calculate după teoria Caquot și Kerisel, ceea ce înseamnă că ipoteza admiterii unor suprafețe plane de alunecare în cazul rezistenței pasive conduce la valori foarte mari ale rezistenței pasive, nefiind deci o ipoteză acoperitoare.

Valoarea coeficientului rezistenței pasive $K_{p\theta}$, folosit la determinarea mărimii rezistenței pasive este dată de relația (4.124).

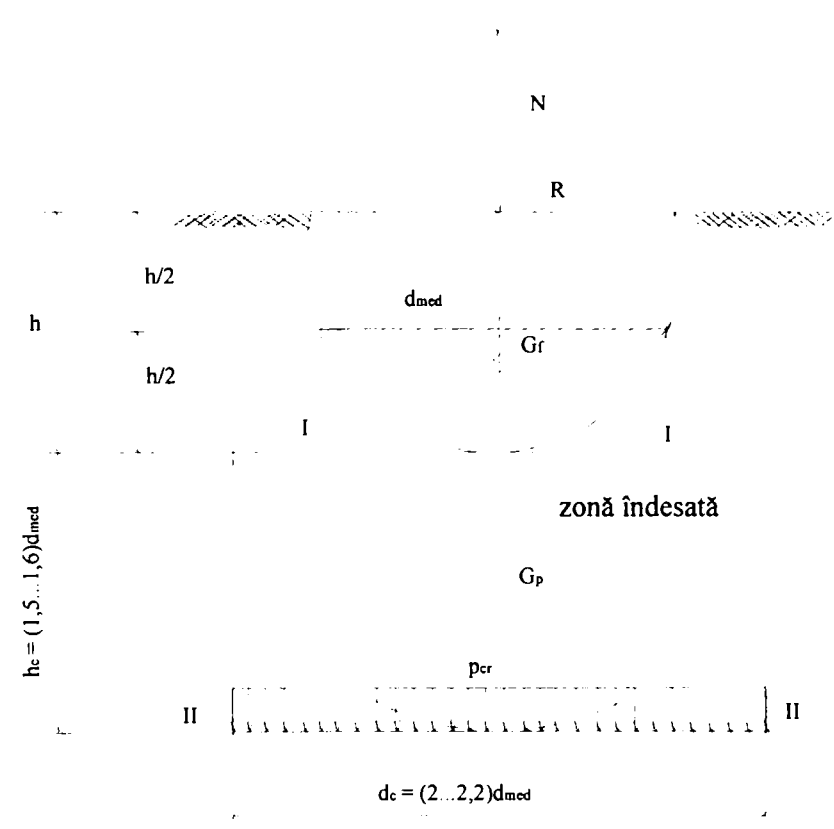
Analizând relația (4.124) se observă că atunci când radicalul din paranteza mare de la numitorul expresiei lui $K_{p\theta}$ este egal cu 1, $K_{p\theta}$ tinde la ∞ . Orice valoare apropiată de 1 a radicalului duce la o creștere foarte mare a lui $K_{p\theta}$ și prin aceasta la creșterea exagerată a rezistenței pasive. Aceste creșteri nejustificate ale lui $K_{p\theta}$ sunt numai de ordin matematic și nu au nici o legătură cu fenomenul fizic.

De exemplu pentru $\beta = 0$, $\phi = 30^\circ$, $\delta = -30^\circ$ și $\theta = 30^\circ \Rightarrow K_{p\theta}$ este ∞ , prin urmare rezultă că P_p este ∞ , ceea ce înseamnă că o fundație având fețele laterale înclinate cu $\theta = 30^\circ$ amplasată pe un teren cu $\phi = 30^\circ$ poate fi încărcată oricât fără a se produce cedarea generală, ceea ce nu este posibil. Prin urmare rezultă că teoria lui Coulomb deși are rezultate bune în cazul împingerii active a pământului, nu este indicat a fi folosită pentru calculul rezistenței pasive pe suprafețe de sprijin cu înclinare mare și acolo unde se ține seama de mărimea unghiului δ . În acest caz se recomandă a se folosi ipoteza apariției suprafețelor curbe de alunecare iar valorile lui $K_{p\theta}$ să se determine cu ajutorul abacei din figura 4.27 sau a tabelelor 4.6 ... 4.10 [146]. Metodele IV și V sunt mult mai simple de utilizat și dau valori ale capacității portante mai mici decât celelalte metode, fiind foarte acoperitoare. Aceste metode se bazează pe relații de calcul a capacității portante determinate pentru stare plană și modificate pentru stare spațială prin aplicarea unor coeficienți determinați semiempiric, în timp ce metodele I, II și III folosesc coeficienții lui Berezanțev deduși din ecuațiile diferențiale de bază (în coordonate cilindrice) ale stării de eforturi limită pentru stare de solicitare axial simetrică, ipoteză mult mai apropiată de forma circulară a acestor elemente de fundare.

În cazul fundațiilor emisferice (fundații de mică adâncime) realizate în gropi ștanțate fără bulb, schema distribuției eforturilor în terenul din jurul fundației precum și dimensiunile zonei de pământ compactat sunt prezentate în figura 4.29. În acest caz pentru efectuarea calculului este necesar să se realizeze cele două verificări la nivelul secțiunilor I-I și II-II.



a)



b)

Fig. 4.29. Distribuția eforturilor în teren în jurul fundațiilor de mică adâncime (având formă de semisferă) realizate în gropi ștanțate:
a - pentru metodele I, II și III, b - pentru metodele IV și V.

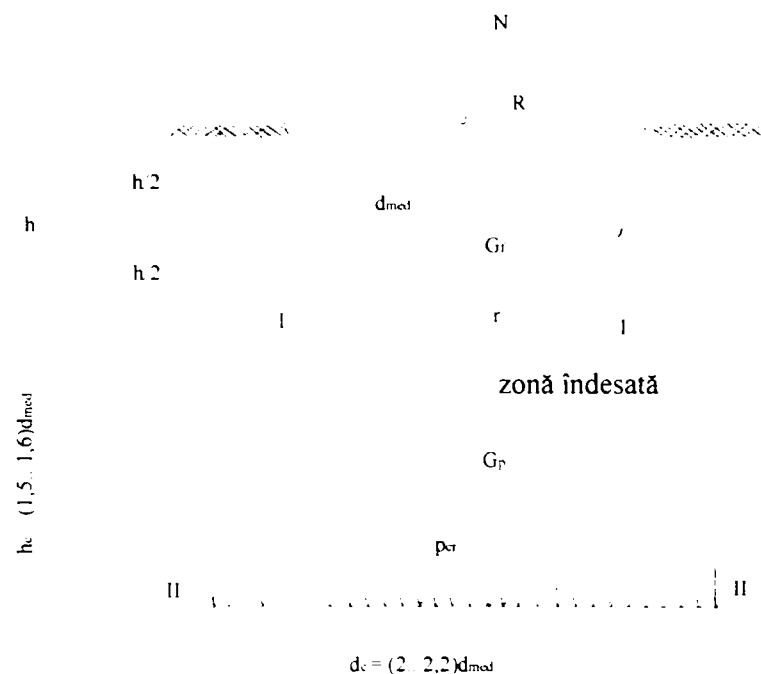


Fig. 4.30. Distribuția eforturilor în teren în jurul fundațiilor având formă de trunchi de con (de mică adâncime) realizate în gropi ștanțate.

Valoarea capacității portante a elementului la nivelul secțiunii I-I (unde se face trecerea de la elementul de fundare la terenul îndesat) se determină cu una din relațiile 4.114 sau 4.125 în funcție de metoda utilizată, iar relația de verificare este:

$$N + G_f \leq P, \quad (4.126)$$

unde N este încărcarea provenită de la suprastructura construcției, G_f este greutatea fundației, iar P este capacitatea portantă a elementului de fundare, calculată la stare limită de capacitate portantă a terenului de fundare cu una din metodele prezentate anterior, folosind în calcul caracteristicile fizico-mecanice ale terenului îndesat prin ștanțare.

Caracteristicile fizico-mecanice ale terenului folosite în calcul se pot determina, dacă este posibil, prin încercări de laborator sau de teren. În cazul în care aceasta nu este posibil se vor folosi valori orientative ale parametrilor rezistenței la forfecare date în STAS-ul 3300/1-85. Parametrii rezistenței la forfecare se pot determina conform STAS-ului 3300/1-85 dacă se cunosc γ_{dc} și e_c (greutate volumică în stare uscată și indice porilor pentru pământul din zona îndesată). Aceste două caracteristici se pot determina utilizând relațiile 4.75 și respectiv 4.76 prezentate în paragraful 4.2.7.1.

Pentru verificarea capacității portante a fundației realizată în groapă ștanțată, la nivelul secțiunii II-II (unde se face trecerea de la terenul îndesat la terenul natural) prezentată în figura 4.29, se calculează presiunea efectivă la nivelul acestei secțiunii cu relația:

$$p_{ef} = \frac{N + G_f + G_p}{S_c}, \quad (4.129)$$

unde: $S_c = 0,9 \cdot \frac{\pi \cdot d_c^2}{4}$, iar G_p este greutatea pământului aflat pe înălțimea h_c aferentă suprafeței S_c . Dimensiunile d_c și h_c sunt specificate în figura 4.29.

Verificare în secțiunea II-II se face punând condiția:

$$p_{ef} \leq p_{cr}, \quad (4.130)$$

unde cu p_{cr} s-a notat capacitatea portantă a terenului natural de sub zona îndesată (luând în considerare caracteristicile fizico-mecanice ale terenului natural și o fundație echivalentă cu latura bazei $B = \sqrt{S_c}$).

Coeficienții capacității portante aplicați pentru determinarea lui p_{cr} vor fi cei stabiliți de Berezanțev dacă la verificarea în secțiunea I-I se folosesc metodele I, II sau III, coeficienții din EUROCODUL 7 pentru metoda IV sau coeficienții din STAS-ul 3300/2-85 pentru metoda V.

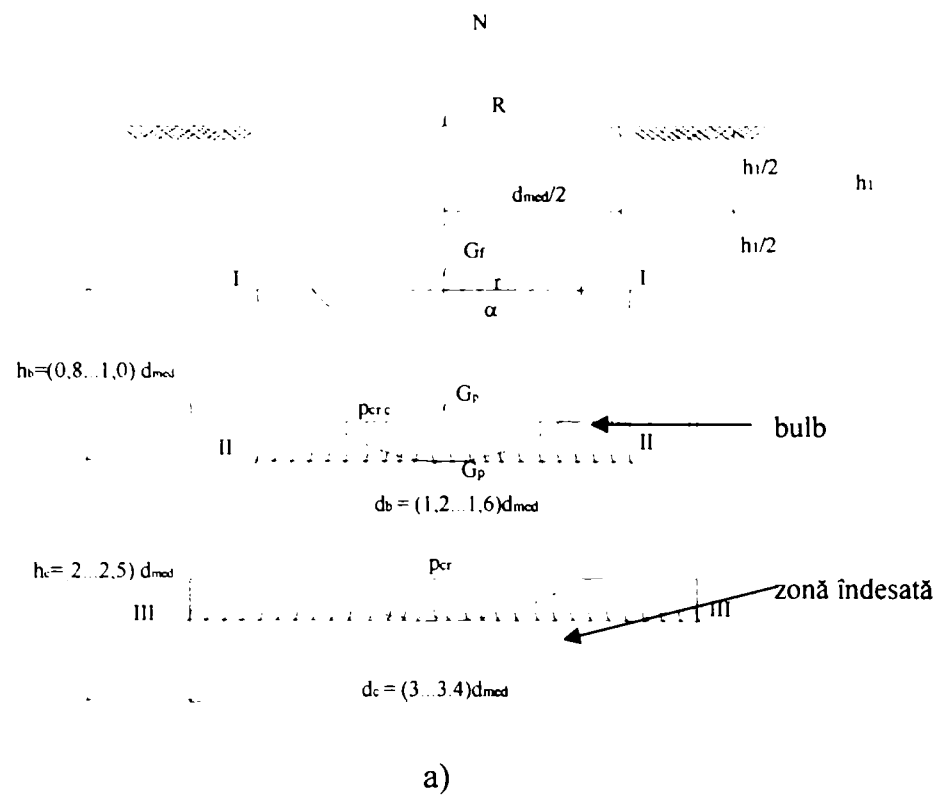
În cazul în care elementele de fundare având formă de semisferă și respectiv trunchi de con sunt realizate în gropi ștanțate cu bulb schema distribuției eforturilor în terenul din jurul fundației precum și dimensiunile bulbului și cele ale zonei de pământ compactat sunt prezentate în figura 4.30.

Verificarea la nivelul secțiunii I-I (unde se face trecerea de la elementul de fundare la materialul din bulb) se face cu relația:

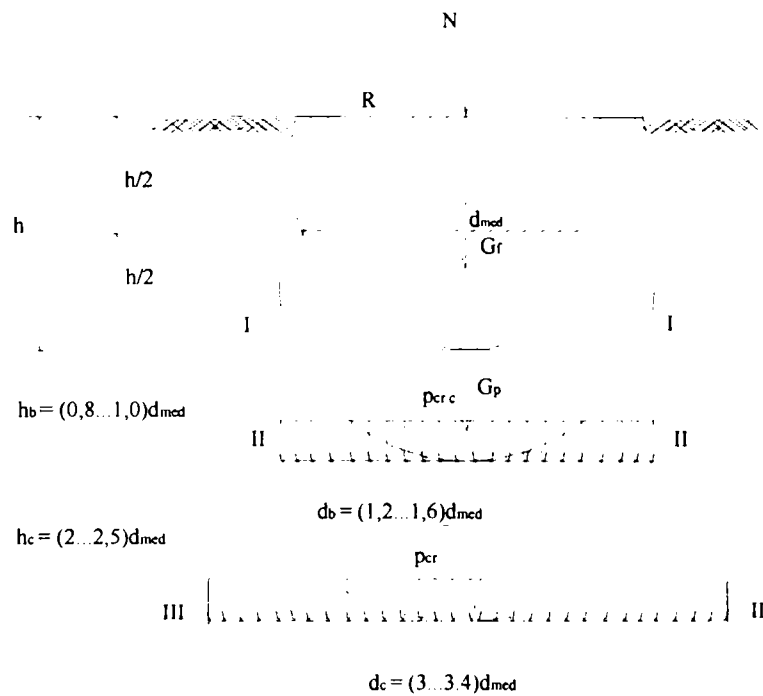
$$N + G_f \leq P, \quad (4.126)$$

unde N este încărcarea provenită de la suprastructura construcției, G_f este greutatea fundației iar P este capacitatea portantă a elementului de fundare, realizat în groapă ștanțată cu bulb, calculată la stare limită de capacitate portantă a terenului de fundare, conform îndrumătorului C230/89, unde p_{cr} se ia 750 KN/m².

La nivelul secțiunilor II-II și III-III verificările se vor face în conformitate cu cele precizate în îndrumătorul C230-89 prezentat în paragraful 4.2.7.2., cu observația că, coeficienții capacității portante aplicați pentru determinarea lui p_{cr} vor fi cei stabiliți de Berezanțev dacă la verificare se folosesc metodele I, II sau III, coeficienții din EUROCODUL 7 pentru metoda IV sau coeficienții din STAS-ul 3300/2-85 pentru metoda V.



a)



b)

Fig. 4.31. Distribuția eforturilor în teren în jurul fundațiilor de mică adâncime (având formă de semisferă) realizate în gropi ștanțate cu bulb:
a - pentru metodele I, II și III, b - pentru metodele IV și V.

În cazul în care asupra fundațiilor acționează și forțe orizontale se vor utiliza radiere sau fundații prefabricate tip pahar ce descarcă pe un grup de elemente de fundare având formă de semisfere (trunchi de con), în calculul

considerându-se că încărcarea se va transmite terenului exclusiv prin intermediul elementelor de fundare având formă de semisferă (trunchi de con). În acest caz solicitarea unui singur element de fundare aflat sub talpa fundației încărcată cu moment și forță verticală este dată de relația: (4.102).

Capacitatea portantă a unui singur element de fundare din grup se calculează cu relația (4.103) în care:

R - capacitatea portantă a elementului izolat calculată în conformitate cu cele prezentate anterior (metodele I... V).

La finalul calculului se impune verificarea relației (4.104).

Cap. 5. STUDII TEORETICE PRIVIND CONCLUZAREA CU TERENUL A FUNDAȚIILOR DE DIVERSE FORME EXECUTATE ÎN GROPI ȘANȚATE

Complexitatea structurilor, necesitatea optimizării acestora și calculul lor în condiții tot mai complexe fac ca metodele de calcul clasice să fie foarte laborioase ca procedeu de calcul și ca urmare metoda elementelor finite este în prezent metoda numerică cea mai utilizată în calculul structurilor de orice tip și mediu de solicitare. Utilizarea acestei metode s-a extins datorită dezvoltării continue a tehnicii de calcul și a numărului mare de programe de calcul bazate pe metoda elementelor finite apărute în ultima perioadă (CESAR-LCPC, AXIS 3D, ANSYS, PLAXIS, LUSAS, ADINA, etc.).

În cadrul acestui capitol se prezintă studiile teoretice și concluziile rezultate în urma modelării numerice, de către doctorand, a unor elemente de fundare cu diferite forme, folosind programul de calcul **CESAR** elaborat de Laboratoire Central des Pont et Chaussées (**LCPC**), la baza căruia stă metoda elementelor finite.

5.1. Considerații generale asupra metodei elementelor finite

Metoda elementelor finite se poate folosi în probleme de interacțiune teren-fundație-suprastructură, probleme legate de pierderea stabilității locale sau generale, calculul tunelurilor, etc.

Metoda constă în discretizarea structurii reale 2D sau 3D într-un număr finit de elemente cu proprietăți fizico-mecanice simplificate, metoda considerând structura continuă ca fiind alcătuită din mai multe părți mici, numite elementele finite, continue în cuprinsul lor și care sunt legate în noduri în care se vor obține soluțiile problemei. Prin utilizarea acestei metode analiza întregii structuri este redusă la studiul elementelor componente ale structurii reale, rezultate ca urmare a discretizării acesteia.

Elementul finit folosit pentru discretizare trebuie (în funcție de modelul geometric) să aibă un număr cât mai mare de noduri, și fiecare nod să aibă un număr cât mai mare de grade de libertate, iar funcția de interpolare să aibă un număr cât mai mare de parametri pentru o mai bună aproximare a soluției exacte. Calculul automat nu elimină însă în totalitate calculul manual, iar alegerea metodei de rezolvare și a instrumentului de calcul depinde și de complexitatea structurii.

Modelul fizic obținut prin discretizarea structurii trebuie să îndeplinească următoarele cerințe:

- să reprezinte cu suficientă fidelitate comportarea reală a structurii;
- să permită obținerea cu ușurință a rezultatelor în eforturi și deplasări în secțiunile semnificative;
- să nu necesite o manoperă de prelucrare exagerată pentru pregătirea și introducerea datelor inițiale și pentru prelucrarea rezultatelor;
- să utilizeze în mod eficient memoria calculatorului.

Etapele de calcul în această metodă constau în:

- 1) Definierea structurii, a caracteristicilor geometrice, a caracteristicilor fizico-mecanice ale materialelor, a sarcinilor aplicate și a condițiilor de rezemare.
- 2) Schematizarea modului în care structura trebuie să preia sarcinile aplicate.
- 3) Redistribuirea sau individualizarea accidentelor locale (rigidizări, decupaje, gusee).
- 4) Alegerea tipurilor de elemente finite pentru modelarea structurii (prin această operație materialul se concentrează după axele elementelor structurale folosite în modelare, păstrând însă caracteristicile de rigiditate ale structurii).
- 5) Discretizarea în elemente finite a structurii, operație al cărei grad de finețe trebuie să fie suficient de mare din punct de vedere al utilizării eficiente a memoriei calculatorului și al preciziei dorite, în concordanță cu programul de calcul automat de care se dispune.
- 6) Pregătirea datelor de intrare conforme cu discretizarea:
 - dimensiuni geometrice echivalente;
 - caracteristici elastice echivalente;
 - topologia conexiunilor dintre elemente;
 - condițiile de margine și continuitate echivalente;
 - sarcinile și deplasările impuse echivalente dacă este cazul pentru analiza statică, respectiv concentrate pentru analiza dinamică.
- 7) Verificarea datelor de intrare din punct de vedere al compatibilității și exactității.
- 8) Rularea programului.
- 9) Selectarea rezultatelor caracteristice.
- 10) Verificarea rezultatelor din punct de vedere al preciziei de rezolvare și compatibilității rezultatelor în raport cu condițiile de margine și continuitate definite inițial.
- 11) Reluarea analizei în cazul în care verificarea nu este satisfăcătoare (modificările se vor opera în etapele 1...6).
- 12) Prelucrarea manuală sau/și automată a rezultatelor obținute în forme accesibile nespecialiștilor (sub formă de diagrame, tabele, etc).
- 13) Stabilirea concluziilor finale în ceea ce privește respectarea criteriilor de rezistență și deformabilitate de către structura analizată.

Folosirea metodei elementului finit se concretizează în stabilirea unor caracteristici globale, ca de exemplu, rigiditatea sau flexibilitatea sa, care

serveșc apoi la reconștruirea ŝtructurii, prin operația numită asamblare. Alegerea formeii elementelor finite, precizarea numărului de noduri în care acestea se interconectează și a naturii acestor legături, trebuie făcută astfel încât să se asigure șibilitatea de reconstituire cât mai fidelă a ŝtructurii reale. Din punct de vedere matematic, asamblarea conduce la un sistem de ecuații algebrice ce au ca necunoscute, de exemplu deplasările, valori cu care se pot calcula apoi tensiunile în fiecare element. O discretizare în elemente finite cât mai judicioasă trebuie să urmărească prezența concentratorilor de tensiune, îndesind numărul elementelor finite în zona respectivă.

Rezolvarea propriu-zisă folosind metoda elementului finit se poate conduce fie prin metoda deplasărilor (când caracteristicile globale ale elementelor finite vor fi reprezentate prin rigidități ale acestora regrupate într-o matrice de rigiditate), fie prin metoda eforturilor (când caracteristicile globale ale elementelor finite vor fi reprezentate prin flexibilități ale acestora regrupate într-o matrice de flexibilitate). Dintre aceste două metode metoda deplasărilor este mai des utilizată, fiind mai avantajoasă în privința automatizării integrale a rezolvării și fiind totodată mai ușor de intuit.

5.2. Aspecte caracteristice ale utilizării programului CESAR-LCPC în ingineria geotehnică

Programul de calcul CESAR-LCPC permite modelarea unui număr mare de probleme din mecanica ŝtructurilor, fiind specializat pe probleme de geotehnică și fundații cum sunt: modelarea fazelor de execuție ale unui tunel, probleme de circulația apei în pământ, diferite probleme de mecanica pământurilor și a rocilor. Programul este alcătuit din trei module ce lucrează independent și care comunică între ele printr-o bază de date ce conține atât datele inițiale cât și rezultatele calculului (fig.5.1):

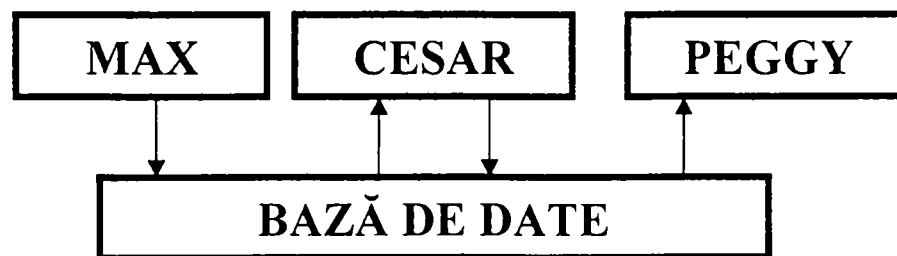


Fig.5.1. Schema de alcătuire a programului CESAR-LCPC.

Cu ajutorul pre-procesorului **MAX** (rulând executabilele max2d.exe sau max3d.exe) se poate realiza definirea geometriei sistemului de fundare ales, discretizarea acestuia în elemente finite, definirea caracteristicilor fizico-mecanice ale materialelor modelate și a condițiilor de margine precum și definirea condițiilor de încărcare (gravitaționale sau aplicate). Tot în cadrul acestui modul se specifică tipul de calcul ales (modulul MCNL oferă trei

variante: calcul în stare de deformații plane, calcul în stare de deformații axial simetrice sau calcul în stare plană de eforturi), metoda de calcul folosită, numărul de trepte de încărcare, numărul de iterații și toleranța admisă.

Prin rularea programului **CESAR** (executabilul **cesar.exe**) se rezolvă practic partea de calcul a problemei studiate, iar pentru a vizualiza rezultatele problemei studiate este necesar să se apeleze post-procesorul **PEGGY** (rulând executabilele **peg2d.exe** sau **peg3d.exe**) care realizează interpretarea rezultatelor, elaborându-le sub forma unor reprezentări grafice cât mai sugestive. Astfel, post-procesorul **PEGGY** permite vizualizarea rețelei de discretizare, a deformatelor structurii (cu sau fără indicarea situației inițiale), a stării de tensiune din structură, redată prin reprezentarea la scară a vectorilor tensiunilor principale σ_1 și σ_2 (în cazul calculului în 2D), precizând orientarea vectorilor respectivi, permite de asemenea trasarea curbelor de egală valoare a eforturilor (izobare) sau a deformațiilor, trasarea curbei de variație a unui parametru (ex: σ_{zz} , σ_{rr} , v , u etc.) în lungul unei secțiuni predefinite sau într-un număr oarecare de puncte preselectate, vizualizarea nodurilor în care s-a produs plasticizarea materialului, în cazul în care calculul s-a făcut în domeniul elasto-plastic.

Fișierele de rezultate care se obțin cu ajutorul programului **CESAR LCPC**, pot fi transferate în **EXCEL**, și printr-o prelucrare a acestor date, putem suprapune pe aceeași diagramă curbele de încărcare-tasare (de variație a lui σ_{zz} , σ_{gz} în adâncime, variația tasării în adâncime) pentru diferitele cazuri studiate, aceasta permițând ulterior, realizarea unor studii comparative.

În ceea ce privește introducerea datelor, și anume: definirea geometriei sistemului de fundare ales, discretizarea acestuia în elemente finite, impunerea condițiilor de margine precum și definirea condițiilor de încărcare (gravitaționale sau aplicate) acestea se realizează relativ ușor.

În schimb, pentru introducerea caracteristicilor fizico-mecanice ale materialelor utilizate este necesar, ținând seama că modelarea acestora implică adoptarea unor legi diferite de comportare ale materialelor, și anume: comportare elastică pentru beton, respectiv comportarea elastică continuată cu o comportare perfect plastică (fig. 5.2) pentru pământ, este necesar ca aceste legi să fie prezentate în extenso.

Încercările realizate pe solide au arătat că domeniul de reversibilitate al deformațiilor, respectiv domeniul elastic este relativ limitat. Pornind de la un

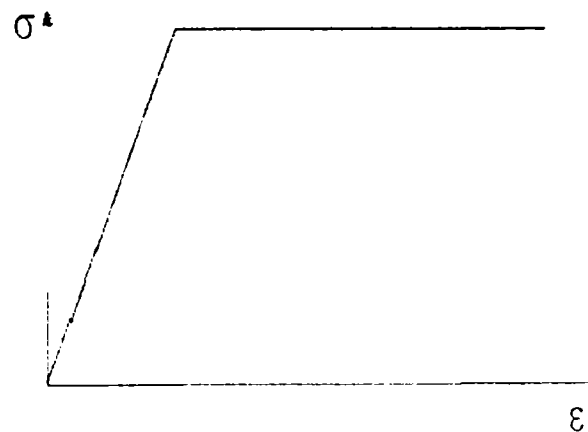


Fig. 5.2. Diagrama caracteristică efort unitar - deformație specifică pentru un material cu o comportare elastică - perfect plastică (modelul Mohr Coulomb).

anumit nivel de solicitare pe curba de încărcare-descărcare se poate observa alături de zona deformațiilor elastice și apariția unei zone a deformațiilor plastice ireversibile. Acest tip de comportare este caracteristic celor mai multe solide (de exemplu, metale, pământuri, beton, roci etc). La nivel microscopic, originea deformațiilor permanente depinde de material. În cazul solidelor cristaline (metalelor) cauza cea mai frecventă o reprezintă alunecarea unor plane atomice unele în raport cu altele, nefiind vorba de o alunecare în bloc, ci mai degrabă de o alunecare progresivă prin propagarea unor defecte care constau câteodată în deplasarea relativă a numai câtorva atomi. În cazul pământurilor, deformațiile permanente provin din modificarea ansamblului de granule sau particule solide (lunecare relativă a granulelor una în raport cu alta, rotații individuale ale granulelor), fie la nivel de structură, fie la nivel de particulă elementară. Pentru reprezentarea acestui comportament modelul cel mai simplu este modelul Mohr - Coulomb (fig. 5.2), care a fost inițial utilizat pentru descrierea, în mod aproximativ, a modului de comportare a metalelor. Existența unui palier de curgere pe curba de încărcare-deformație a numeroase materiale a sugerat extinderea acestui model la beton, pământuri și roci. În particular, aplicarea acestui mod de comportare la masivele din pământ s-a dovedit foarte fructuoasă și a permis realizarea unei analize a cedării pământurilor în probleme de fundații, de verificare a stabilității pantelor taluzurilor, calculul tunelurilor, calculul lucrărilor de susținere etc.

În general, în cazul modelului Mohr - Coulomb, funcția de încărcare se confundă cu criteriul de rupere. În interiorul suprafeței de rupere ($F < 0$), comportarea punctului material, aparținând unui mediu continuu, este supusă elasticității liniare, izotropă sau anizotropă. Pe suprafața de rupere ($F = 0$), punctul material atinge rezistența sa maximă, el va deveni plastic iar deformația sa este teoretic infinită. Totuși, la nivelul unei structuri sau a unui masiv de pământ, comportarea materialului este diferită. Cedarea prin rupere depinde de extinderea numărului de puncte care au atins limita de plasticizare și de apariția unui mecanism de rupere în interiorul structurii.

Astfel au fost propuse pentru modelare, de către diverși autori [115], numeroase criterii de rupere ca de exemplu: criteriul Tresca, criteriul Mohr - Coulomb, criteriul Drucker - Prager și criteriul parabolic. Pornind de la fiecare criteriu de rupere a fost posibil să se conceapă o lege de comportare în domeniile elastic și perfect plastic, ce constituie o descriere mai mult sau mai puțin exactă a comportării materialului. În cazul pământurilor, suprafețele de încărcare astfel construite prezintă dezavantajul de a fi suprafețe deschise pe direcția axei de compresiune izotropă, fapt care nu corespunde modului de comportare real al nisipurilor și al argilelor. Într-adevăr, cea mai mică încărcare de compresiune izotropă realizată pe un eșantion de pământ demonstrează ireversibilitatea comportării și deci, apariția unei deformații plastice în direcția axei de compresiune izotropă. Totuși, acest tip de model

poate fi utilizat în calculul problemelor de geotehnică prin MEF atunci când nu se cunoaște prea bine structura și caracteristicile terenului.

5.2.1 Determinarea suprafeței de rupere pentru diferite materiale

Definiția stării de cedare a unei epruvete dintr-un anumit material se enunță astfel: ruperea epruvetei se produce atunci când se observă o rezistență maximă, apoi apare un palier de curgere, care indică apariția plasticității perfecte. Starea de eforturi corespunzătoare acestui maxim este numită stare de eforturi la rupere (fig. 5.3).

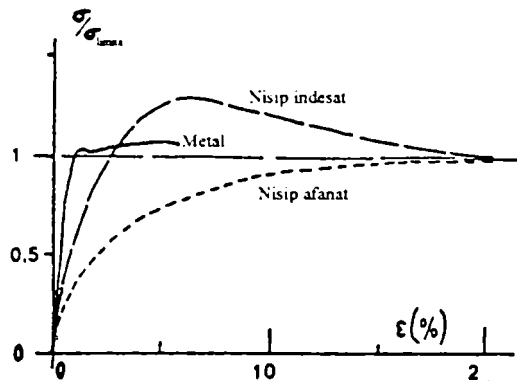


Fig. 5.3. Analogie între comportarea unui metal și a unui pământ.

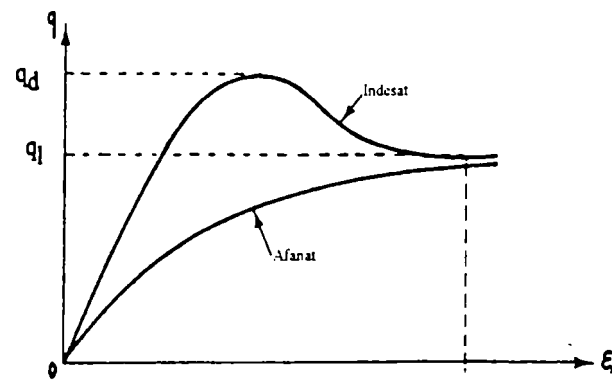


Fig. 5.4. Definiția cedării pentru un nisip îndesat (q_d) și pentru un nisip afanat (q_1).

Totuși, pentru anumite materiale, precum pământurile, este relativ dificil să se obțină în laborator palierul de curgere care urmează momentului de cedare, căci un fenomen de localizare este foarte des observat în cazul apariției unor deformații mari. Spre exemplu, pentru o încercare triaxială drenată cu deformații impuse pentru un nisip îndesat, curba de încărcare-deformație prezintă un maxim urmat de un palier orizontal (fig. 5.4). Acest fenomen se explică prin apariția unor neomogenități locale în epruvetă, care pot să ducă la o valoare eronată a palierului de curgere. Este greșit deci, să considerăm valoarea de vârf pentru definirea momentului ruperii. Pentru un material dat, ansamblul acestor rezistențe maxime atinse, oricare ar fi condițiile de încărcare, definesc o suprafață în spațiul eforturilor principale. Această suprafață, numită suprafață sau criteriu de rupere, este un element care a fost analizat și studiat în mod aprofundat. Determinarea suprafeței de rupere este relativ simplă dacă se dispune de suficiente rezultate experimentale pentru diferite stări de solicitare.

În cazul pământurilor și a rocilor, încercările triaxiale efectuate pe epruvete cilindrice, solificate axial simetric ($\sigma_2 = \sigma_3$), permit construirea unei curbe de rupere pornind de la valorile maxime atinse de către efortul unitar principal (σ_1). Reprezentarea acestor puncte de rupere în diagrama (p , q) permite trasarea unei curbe care în general se asimilează cu o dreaptă, numită curba intrinsecă. Ecuația acestei drepte se scrie în funcție de presiunea medie p și de deviatorul de tensiuni q sub următoarea formă:

$$q = a p + b \quad (5.1)$$

$$\text{unde: } p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (5.2) \quad \text{și} \quad q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (5.2')$$

Constantele a și b depind evident de natura materialului (compoziția chimică, forma și dimensiunile particulelor), de starea inițială (densitate) și de condițiile de încărcare (intensitatea presiunii laterale σ_2 , σ_3 , modul de aplicare a încărcării: monoton, periodic sau ciclic). Se poate remarca faptul că această curbă intrinsecă nu este decât urma suprafeței de rupere în planul (p, q) .

Pentru reprezentarea suprafeței tridimensionale nu se dispune de toate informațiile necesare, deoarece nu se ține seama de influența efortului intermediar σ_2 .

În reprezentarea tridimensională a dreptei intrinseci aceasta devine, într-un spațiu definit de eforturile unitare principale (σ_1 , σ_2 , σ_3) un con având ca axă dreapta de ecuație $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ (fig. 5.5).

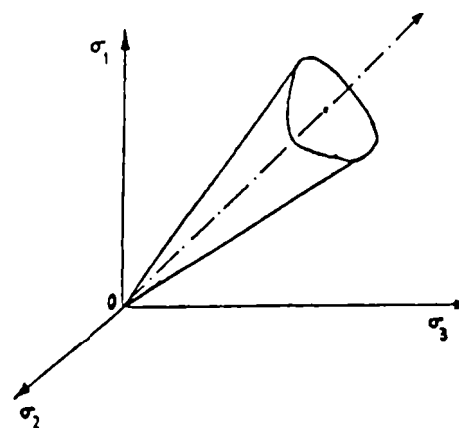


Fig. 5.5. Representarea suprafeței de rupere în spațiul tensiunilor principale.

Dar, forma secțiunii acestui con nu poate fi precizată prin încărcări axiale simetrice. Trebuie imaginate și realizate încercări triaxiale care să realizeze solicitări σ_2 diferite de σ_3 pentru a se putea trasa suprafața de rupere reală.

5.2.2. Criteriul de rupere Mohr - Coulomb

Criteriul de rupere Mohr - Coulomb s-a utilizat pentru descrierea aproximativă a comportării pământurilor necoezive (nisipuri), precum și pentru cea a pământurilor coezive (argile și prafuri). Criteriul Mohr - Coulomb (propus în anul 1784) a rămas cel mai simplu și cel mai utilizat criteriu, fiind folosit în diferite studii. Într-o reprezentare în spațiul eforturilor principale (σ_1 , σ_2 și σ_3), suprafața de rupere este o piramidă cu secțiune hexagonală, de

$$\text{ecuație: } F(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_3| - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi - 2c \cos \phi \leq 0, \quad (5.3)$$

unde σ_1 și σ_3 reprezintă eforturile principale extreme ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$), cu următoarea convenție de semne: compresiunea este notată cu semnul (+).

Această piramidă cu secțiune hexagonală, are ca axă dreapta de ecuație $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ (fig. 5.6).

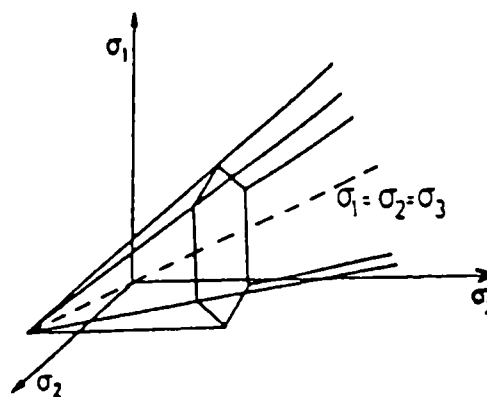


Fig. 5.6. Representarea criteriului Mohr - Coulomb în spațiul definit de eforturile unitare principale.

În relația 5.3 parametrul c reprezintă coeziunea materialului, iar unghiul ϕ este unghiul de frecare interioară al acestuia.

Dacă $\phi = 0^\circ$ și $\psi = 0^\circ$, criteriul este numit criteriul lui Tresca, iar piramida degenerază într-un cilindru.

Potențialul de plasticizare se scrie în funcție de eforturile unitare principale extreme astfel:

$$G(\sigma_{ij}) = \sigma_1 - \sigma_3 + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \psi + \text{constanță}, \quad (5.4)$$

în care ψ este unghiul de dilatanță.

Partea elastică a comportamentului este definită prin elasticitate liniară izotropă de tip Hooke. În total, legea de comportare Mohr - Coulomb cuprinde cinci parametri: modulul de deformație liniară E , coeficientul lui Poisson ν , coeziunea specifică c , unghiul frecării interioare ϕ și unghiul de dilatanță ψ . Acești parametri pot fi determinați prin încercări de laborator (încercarea în edometru și încercarea de compresiune triaxială).

Tabelul 5.1

Tipul de pământ	Modulul de deformație liniară E (MPa)	Coeficientul lui Poisson ν
Argile foarte moi	0,35-3	0,3 - 0,49
Argile moi	2-5	0,3 - 0,49
Argile medii	4-8	0,3 - 0,4
Argile tari	7-18	0,3 - 0,4
Argile nisipoase	30-40	0,3 - 0,42
Nisip prăfos	7-20	0,15 - 0,25
Nisip afânat	10-25	0,3 - 0,35
Nisip îndesat	50-80	0,3 - 0,35
Nisip îndesat cu pietriș	100-200	0,3

În tabelul nr. 5.1 sunt date, pentru pământuri, valori orientative ale modulului de deformație liniară E și ale coeficientului lui Poisson (coeficient de deformare laterală) ν , conform manualului CESAR-LCPC [115].

Tabelul 5.2

Tipul de pământ	Coeziunea c (MPa)	Unghiul de frecare ϕ ($^\circ$)
Nisipuri cu granule rotunjite și granulozitate uniformă		
Nisip foarte afânat	0	28 - 30
Nisip mediu îndesat	0	32 - 34
Nisip foarte îndesat	0,015	35 - 38
Nisipuri cu granule colțuroase și granulozitate uniformă		
Nisip foarte afânat	0	32 - 34
Nisip mediu îndesat	0	36 - 40
Nisip foarte îndesat	0,015	44 - 46
Argile foarte moi	0,002	
Argile moi	0,012	
Argile medii	0,050	

Parametrii de plasticizare care trebuie cunoscuți sunt coeziunea c , unghiul de frecare interioară ϕ și unghiul de dilatanță ψ .

În tabelul nr. 5.2 sunt date valori orientative ale coeziunii și unghiului de frecare interioară corespunzătoare compresiunii drenate pentru diverse tipuri de pământuri.

În ceea ce privește coeziunea la nisipuri, deși în tabel este dată valoarea 0, pentru calcul se va alege o coeziune $\geq 0,2$ kPa.

În cursul încercării triaxiale axial simetrice de compresiune, două dintre eforturile unitare principale rămân egale și constante, în timp ce efortul unitar principal σ_1 crește monoton. În consecință, în timpul fazei de comportare plastică se creează un regim constant, ceea ce înseamnă că drumul solicitării ajunge la un punct critic de intersecție. În acest caz sunt valabile simultan două funcții de încărcare:

$$F_1(\sigma_{ij}) = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\phi - 2c\cos\phi = 0 \quad (5.5)$$

$$F_2(\sigma_{ij}) = \sigma_1 - \sigma_2 - (\sigma_1 + \sigma_2)\sin\phi - 2c\cos\phi = 0 \quad (5.6)$$

În același fel, dacă G_1 și G_2 sunt două potențiale plastice mobilizate, rezultă că:

$$G_1(\sigma_{ij}) = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\psi + \text{constantă} \quad (5.7)$$

$$G_2(\sigma_{ij}) = \sigma_1 - \sigma_2 - (\sigma_1 + \sigma_2)\sin\psi + \text{constantă} \quad (5.8)$$

Tensorul deformațiilor plastice este în consecință o combinație liniară a tensorilor derivatelor parțiale ale celor două potențiale de plasticizare. În condiții de solicitare triaxială avem:

$$d\varepsilon \cdot p_i = d\lambda_1 \frac{\partial G_1}{\partial \sigma_i} + d\lambda_2 \frac{\partial G_2}{\partial \sigma_i} \quad \text{pentru } i = 1, 2, 3, \quad (5.9)$$

unde $d\lambda_1$, $d\lambda_2$ sunt doi multiplicatori de plasticitate strict pozitivi.

Ca în toate legile elastice perfect plastice, multiplicatorii de plasticitate rămân nedeterminați. Totuși, este posibil a reprezenta grafic simularea rezultatelor încercării triaxiale axial simetrice, remarcând că:

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_1^p} = -\frac{2 \sin \psi}{1 - \sin \psi}, \quad (5.10)$$

unde: $d\varepsilon_v^p$ și $d\varepsilon_1^p$ sunt variațiile deformației axiale respectiv celei volumice.

În figura 5.7 se arată, într-o reprezentare clasică rezultatele încercării triaxiale axial simetrice de compresiune, în așa fel încât să se poată determina parametrii c , ϕ , ψ . În cazul materialelor granulare, unghiul de dilatanță ψ se observă că este legat direct de fenomenul de dilatanță pus în evidență pe curba

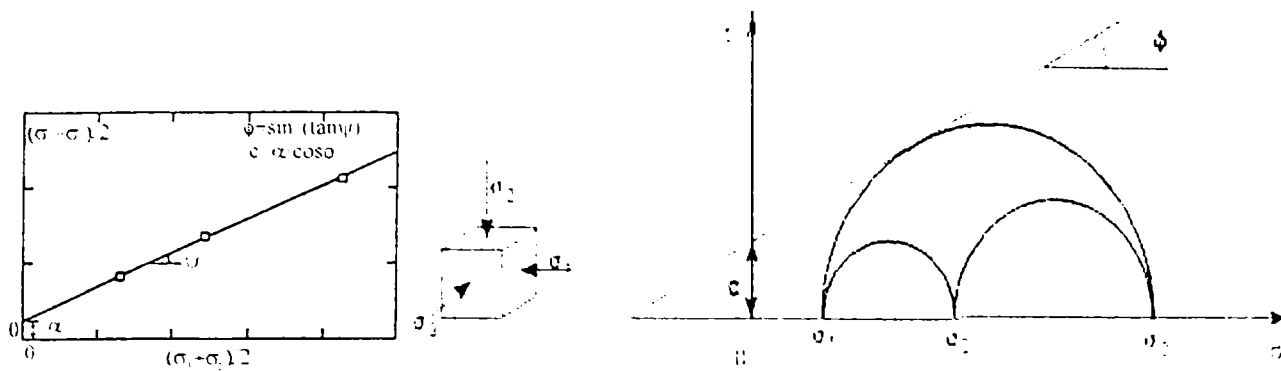


Fig. 5.7. Determinarea parametrilor ϕ , c , ψ .

(ε_1 , ε_v). Dacă materialul considerat nu este un material granular, adică dacă coeziunea este diferită de zero, este nevoie de un minim de două încercări triaxiale de compresiune la presiuni $\sigma_2 = \sigma_3$ diferite pentru determinarea lui ϕ și c .

Pentru fiecare încercare valoarea efortului unitar axial σ_1 la rupere și a presiunii laterale $\sigma_2 = \sigma_3$ sunt reprezentate într-o diagramă (p, q) - fig.5.7. Se obține un ansamblu de puncte prin care se trasează o dreaptă pe baza celor mai mici pătrate. Panta acestei drepte ($\sin\phi$) furnizează valoarea unghiului de frecare interioară ϕ , iar ordonata la origine, valoarea coeziunii (Fig. 5.7).

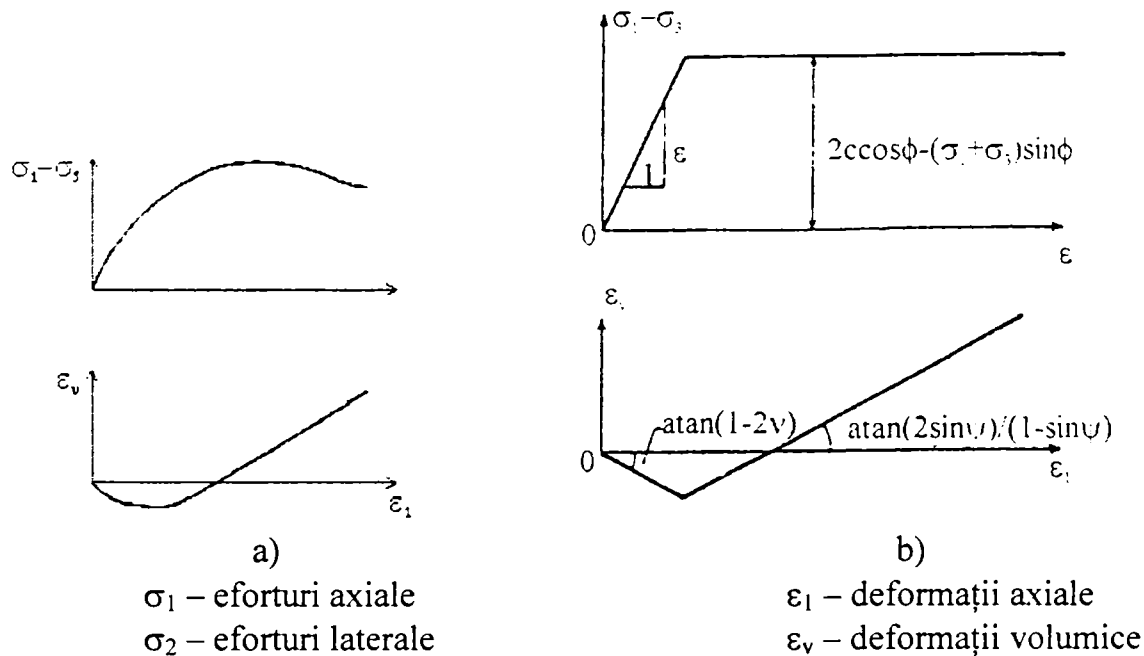


Fig. 5.8. Rezultatele încercării triaxiale drenate și modelul elasto-plastic.

Conform celor prezentate în figura 5.8 curba de deformare axială-deformație volumică (ε_1 , ε_v) dedusă dintr-o încercare triaxială convențională prezintă un maxim, acesta fiind bine marcat pentru nisipurile dense și roci supuse presiunii laterale. După acest maxim, curba (ε_1 , ε_v) poate fi asimilată cu o dreaptă a cărei pantă este direct legată de valoarea unghiului de dilatanță din modelul Mohr – Coulomb, aceasta fiind dată de relația $\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_1^p} = -\frac{2\sin\psi}{1-\sin\psi}$. Ca urmare fenomenul de dilatanță al nisipurilor depinde de îndesare și de unghiul

de frecare interioară. În general unghiul de frecare interioară este superior unghiului de dilatanță. O relație empirică simplă, de variație a unghiului de dilatanță în funcție de unghiul de frecare interioară, și care se verifică bine în general a fost propusă de Vermeer: $\psi = \phi - 30^\circ$. În cea mai mare parte a cazurilor unghiul ψ este 0 pentru valori ale lui ϕ mai mici decât 30° . Valori mici negative pentru ψ sunt reale numai la nisipuri foarte afânate. Pământurile coezive, în afară de pământurile coezive puternic supraconsolidate, nu au nici o dilatanță, deci $\psi = 0^\circ$. Pentru roci, unghiul de dilatanță se situează între $12...20^\circ$.

În general se pare că valoarea unghiului de dilatanță rămâne în intervalul $0...20^\circ$, atât pentru pământuri cât și pentru roci, ψ tinzând către 0 pentru presiunea limită.

Se menționează că unghiul de dilatanță ψ este necesar pentru modelarea ireversibilității creșterii volumice.

5.3. Tipuri de fundații studiate și parametri geotehnici ai terenului de fundare luați în studiu

Soluțiile de fundare studiate în cadrul acestui capitol constau din fundații realizate ca elemente prefabricate de formă specială, dispuse pe rând în: gropi săpate (groapa s-a realizat îndepărtând pământul din săpătură prin săpare), gropi ștanțate fără bulb (groapa s-a realizat prin îndesarea în adâncime și în lateral a pământului cu ajutorul unui mai având forma infradosului fundației) și gropi ștanțate cu bulb. Scopul studiului a fost acela de a analiza comportarea și capacitatea portantă a acestor elemente de fundare încărcate cu diferite trepte de încărcare, urmărindu-se totodată și starea de eforturi, de deformații și deplasări ce apare în terenul de fundare coeziv sau necoziv.

Elementele prefabricate de formă cilindrică, de emisferă și de trunchi de con, luate în studiu, sunt prezentate în figura 5.9.

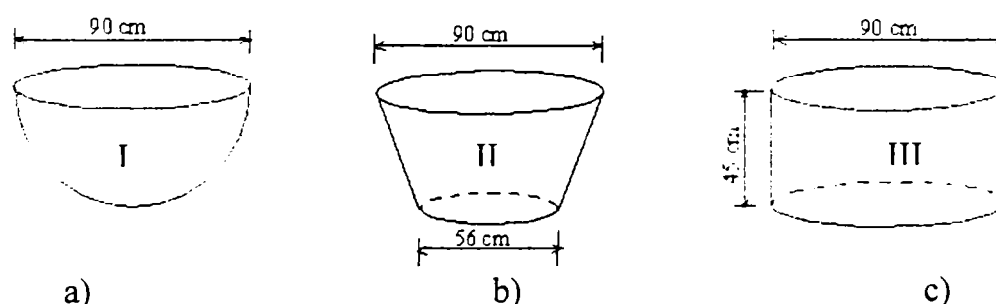


Fig. 5.9. Tipurile de elemente prefabricate de formă specială studiate
a - emisferă; b - trunchi de con; c - placă cilindrică.

Dimensiunile acestor elemente au fost stabilite astfel încât elementele să aibă aceeași înălțime ($h = R$) și aceeași suprafață a bazei superioare, iar raza bazei inferioare a trunchiului de con s-a determinat punând condiția ca volumul elementului emisferă și volumul elementului trunchiul de con să fie egale.

Pentru elementul prefabricat I având formă de semisferă (fig. 5.9 a) s-a considerat $R = 0,45$ m rezultând un volum $V = 0,190$ m³, iar pentru elementul prefabricat II având formă de trunchi de con (Fig. 5.9 b), respectând condițiile enunțate mai sus, au rezultat următoarele dimensiuni $R = 0,45$ m, $r = 0,277$ m, $h = 0,45$ m și un volum calculat $V = 0,190$ m³.

Elementul prefabricat III (fundăția clasică) are formă de placă cilindrică (Fig. 5.9 a) cu dimensiunile $R = 0,45$ m și $h = 0,45$ m, pentru care sa calculat un volum $V = 0,286$ m³.

La stabilirea dimensiunilor terenului de fundare care se ia în considerare în calcul, este necesar să se cunoască, pentru variantele de fundare în groapă ștanțată și în groapă ștanțată cu bulb, raza și înălțimea zonei compactate precum și cele ale bulbului (r_c , h_c respectiv r_b , h_b , r_c h_c), deoarece aplicarea metodei elementelor finite este cu atât mai laborioasă cu cât domeniul de interes și numărul de elemente finite este mai extins. De aceea, este necesar ca modelarea să fie restrânsă la un domeniu ale cărui margini să aibă deformații neglijabile. Definirea acestor margini este o problemă delicată, iar alegerea făcută trebuie să demonstreze că perturbările date de condițiile la limită adoptate nu sunt importante.

În cazul fundațiilor realizate în gropi ștanțate fără bulb dimensiunile zonei îndesate stabilite conform "Îndrumătorului de proiectare și execuție a gropilor ștanțate pentru fundații Indicativ C230 – 89", sunt:

- înălțimea zonei compactate $h_c = 1,5 \cdot b_{med}$;

- raza zonei compactate $r_c = b_{med}$, unde $b_{med} = \frac{(D+d)}{2} = 0,727$ m la

elementul cu formă de trunchi de con și $b_{med} = 0,78$ m, la cel cu formă de semisferă.

În cazul fundațiilor realizate în gropi ștanțate cu bulb, dimensiunile bulbului și dimensiunile zonei îndesate stabilite tot conform Îndrumătorului C230-89 sunt:

- înălțimea bulbului $h_b = 0,9 \cdot b_{med}$ și raza bulbului $r_b = 0,8 \cdot b_{med}$;

- înălțimea zonei compactate $h_c = 2 \cdot b_{med} - h_b$ și raza zonei compactate $r_c = 1,5 \cdot b_{med}$.

Terenul de fundare luat în considerare, a fost asimilat cu un cilindru cu raza de 8 m și înălțimea tot de 8 m.

Modelarea comportării ansamblului fundație - teren de fundare s-a realizat utilizând modulul de calcul MCNL (rezolvarea unei probleme de calcul a structurilor considerând o comportare elastică continuată cu o comportare perfect plastică a materialelor), tipul de calcul ales fiind cel corespunzător ipotezei deformației axial simetrice (acesta corespunde

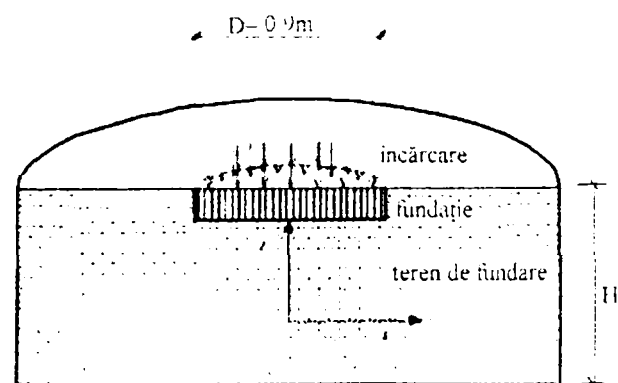


Fig. 5.10 Calcul în ipoteza deformației axiale simetrice.

unei modelări la care geometria modelului, caracteristicile fizico-mecanice ale acestuia, condițiile de margine și condițiile de încărcare sunt în simetrie de rotație față de axa verticală fig. 5.10).

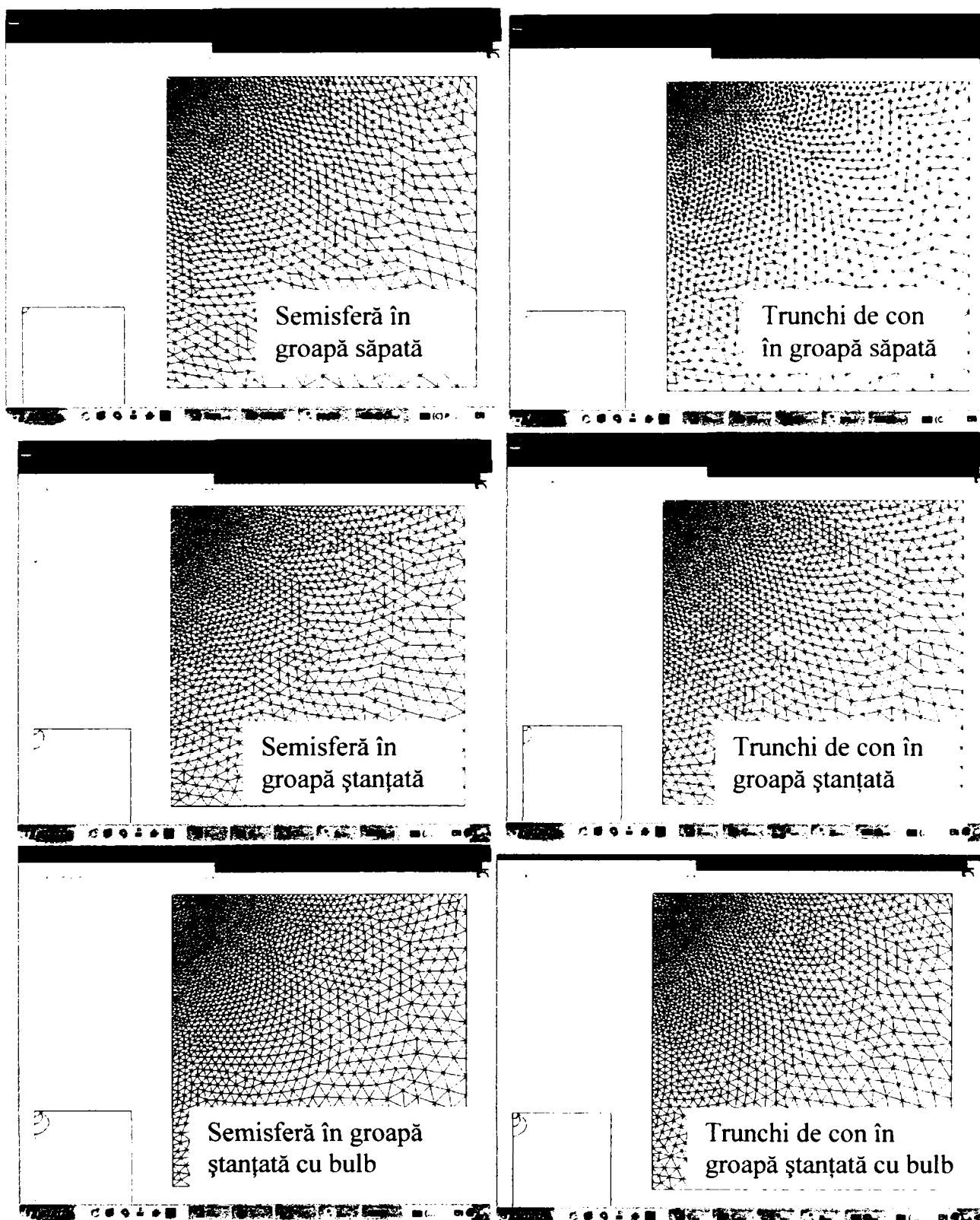


Fig. 5. 11. Exemple de discretizări în elemente finite.

Pentru definirea geometriei variantelor studiate, a discretizării în elemente finite (fig. 5.11.), a definirii condițiilor de margine și stabilirea caracteristicilor fizico - mecanice ale materialelor, s-a utilizat pre-procesorul **MAX**.

Terenul a fost modelat pe o adâncime de 8 m (ceea ce reprezintă de peste 17 ori înălțimea elementului) sub talpa fundației, iar în lateralul elementului prefabricat s-a considerat o rază de 8 m (de peste 17 ori raza elementului).

Discretizarea în elemente finite este o etapă fundamentală în alcătuirea modelării numerice prin metoda elementelor finite. La realizarea acestei etape trebuie să se țină seama de geometria structurii și de natura terenului de fundare (natural sau îmbunătățit), de natura încărcării, iar în cazul unor concentratori de eforturi (colțuri sau forțe concentrate) pe zona respectivă este necesar să se realizeze o creștere a fineții de discretizare sau utilizarea unor elemente finite de ordin ierarhic superior. Aceste elemente de tip ierarhic superior dispun în locul deplasărilor din nodurile intermediare de derivatele de ordinul doi sau trei ale acestora. Elementele finite diferă între ele prin forma lor geometrică (triunghiulare sau patrulateră), caracteristicile fizico-mecanice ale materialului din care sunt alcătuite, prin numărul, respectiv tipul deplasărilor independente care se atașează nodurilor. Modelarea cu elemente finite triunghiulare asigură posibilități mai largi în ceea ce privește aproximarea geometriei conturilor, în timp ce modelarea folosind elemente finite patrulate reproduce mai corect distribuția tensiunilor în materialul modelat. Alte tipuri de elemente finite triunghiulare sau patrulate se obțin dacă se consideră noduri pe laturile elementului finit cu rolul de a îmbunătăți exactitatea calcului, acestea fiind acele elemente finite de ordin ierarhic superior discutate anterior. În cadrul modelării efectuate s-au folosit elemente finite triunghiulare cu 6 noduri, deoarece numai aceste elemente se pot folosi pentru a aproxima marginile curbe.

Pentru determinarea caracteristicilor sintetice ale unui element finit, se acceptă o lege convențională de variație a deplasărilor în cuprinsul elementului, numită câmp de deplasări sau al tensiunilor, numită câmp de tensiuni. Aceste legi se aleg de preferință sub forma unor polinoame, care introduc un număr de coeficienți arbitrari și care se determină din condiții de compatibilitate cu anumite proprietăți. Întrucât câmpul de deplasări sau de tensiuni ales nu reprezintă exact variația reală a deplasărilor sau a tensiunilor pe domeniul elementului finit, aceasta constituie cauza principală a aproximațiilor pe care le face metoda ca atare. De aceea, alegerea tipului de element finit se corelează cu modul în care se face discretizarea structurii și tipul de calcul utilizat.

Alegerea tipului de element finit trebuie făcută ținând seama că o precizie mărită a rezultatelor se repercutează în volumul și timpul de efectuare a calculului. Având în vedere varietatea mare a tipurilor de elemente finite, alegerea unui anumit tip trebuie făcută în corelare cu soluția de discretizare care a fost adoptată. În cazul acestor modelări s-au folosit elemente finite triunghiulare cu șase noduri, atât pentru elementele de fundare cât și pentru teren, discretizarea fiind mai densă în jurul elementelor de fundare (zonele

curbe sau cu colțuri) ceea ce permite urmărirea fidelă a conturului și totodată menținerea numărului de necunoscute, pe ansamblul calculelor, în limite economice.

Comportarea mecanică a elementelor de fundare (realizate din beton) a fost modelată elastic liniar, acestea fiind în general mult mai rigide în comparație cu terenul de fundare, iar pentru terenul de fundare (natural sau îndesat), respectiv materialul din bulb s-a acceptat o comportare elastico-plastică, fiind modelat cu criteriul Mohr-Coulomb. Pentru realizarea modelării sistemelor de fundare studiate s-au definit patru tipuri de materiale cu caracteristici fizico-mecanice și legi de comportare diferite.

Elementele de fundare prefabricate s-au considerat ca fiind alcătuite din beton C18/22,5, și datorită faptului că sunt foarte rigide comparativ cu terenul de fundare, au fost modelate printr-o lege de comportare liniar elastică izotropă, cu următoarele caracteristici $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$, $E = 29000000 \text{ kN/m}^2$, $\nu = 0,2$).

Caracteristicile geotehnice pentru terenul de fundare (natural sau îndesat din jurul elementului ștanțat) și ale balastului din bulb sunt indicate în tabelul nr. 5.3. pentru varianta în care terenul de fundare este considerat pământ necoeziv, respectiv în tabelul nr. 5.4 pentru un teren de fundare realizat din pământ coeziv. Pentru modelarea comportării acestora s-a utilizat criteriul Mohr-Coulomb, acesta fiind unul din criteriile utilizate pe scară largă în practica inginerescă curentă.

Tabelul 5.3

Teren necoeziv	γ [kN/m ³]	E [kN/m ²]	ν	c [kN/m ²]	ϕ [°]	ψ [°]
Teren natural (nisip)	15,5	24000	0,3	0,2	30	0
Nisip îndesat din jurul elementului de fundare	16,5	34000	0,3	0,2	34	4
Balast	19	40000	0,22	0,2	40	10

Tabelul 5.4

Teren coeziv	γ [kN/m ³]	E [kN/m ²]	ν	c [kN/m ²]	ϕ [°]	ψ [°]
Teren natural (praf argilos)	17,5	14000	0,35	15	17	0
Nisip îndesat din jurul elementului de fundare	19,09	19600	0,35	20	19	0
Balast	19	40000	0,22	0,2	40	10

În ceea ce privesc condițiile de margine, ele trebuie să țină seama de faptul că este vorba de un calcul în stare de deformare axial simetrică, și ca urmare se vor impune următoarele condiții:

- deplasările orizontale se vor anula pe frontiera laterală și pe axa de simetrie;
- deplasările verticale se vor anula pe frontiera inferioară.

În ceea ce privește aplicarea încărcării, sistemele studiate au fost modelate în două etape de încărcare, și anume: în prima etapă se face un calcul cu încărcarea din greutatea proprie a elementelor de fundare și terenului (sarcina geologică), numit etapă de încărcare inițială, urmat de cea de a doua etapă în care se impune anularea deplasărilor din prima etapă și urmată de aplicarea încărcării uniform distribuită pe elementele de fundare. Încărcarea propriu-zisă se aplică progresiv în trepte de încărcare, această descompunere fiind necesară pentru a ține seama de neliniaritatea comportării terenului de fundare. Toleranța procesului iterativ a fost fixată la valoarea 0,001%.

Pentru calculul eforturilor și deformațiilor s-a folosit programul **CESAR**, care permite analiza oricăror structuri atât în 2D cât și în 3D. Prin modul în care a fost conceput și dezvoltat, el poate face o analiză specifică detaliată a structurilor alcătuite din pământ (teren de fundare, construcții de sprijin, diguri, etc.).

Pentru vizualizarea rezultatelor analizei făcută cu programul **CESAR**, s-a apelat post-procesorul **PEGGY**.

În ceea ce privesc rezultatele calculului, post-procesorul **PEGGY** oferă o analiză amănunțită a stării de eforturi, deformații și deplasări, precum și posibilitatea urmăririi distribuției eforturilor în teren și a apariției zonelor de plasticizare.

5.4 Aspecte ale comportării fundațiilor studiate

Fișierele de rezultate obținute ca urmare a rulării programului de calcul **CESAR** pentru fiecare variantă studiată au fost transferate în programul **EXCEL**, unde s-a făcut o suprapunere a tuturor variantelor și prelucrarea lor în vederea efectuării unei analize comparative a diagramelor de variație în axul fundației a deplasărilor verticale v și a diagramelor de eforturi $\sigma_{zz} + \sigma_{gz}$.

În cadrul programului de calcul **CESAR** se consideră că la fundațiile izolate fundate în pământuri necoezive tasarea admisă este de 4,5 cm iar la cele fundate în la pământuri coezive tasarea admisă este de 6 cm.

5.4.1. Capacitatea portantă a fundațiilor de diverse forme

Analizând diagramele de încărcare-tasare ale celor 7 variante studiate, atât pentru un teren de fundare alcătuit dintr-un pământ necoeziv (fig. 5.12), cât și pentru cazul cu pământ coeziv (fig. 5.13) se poate observa că, în ambele cazuri, îmbunătățirea terenului de fundare prin realizarea ștanțată a gropilor de

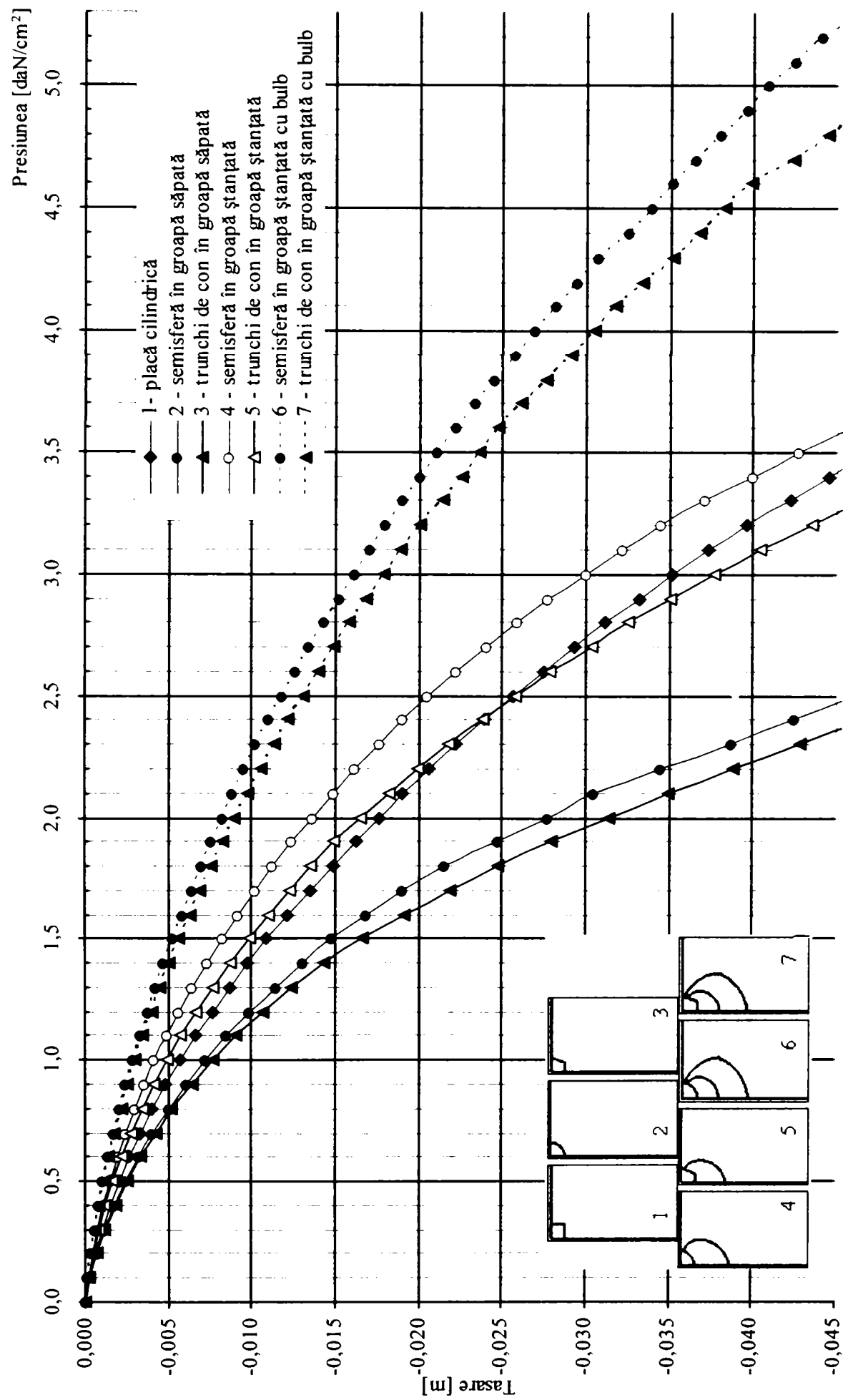


Fig. 5.12. Diagrame încărcare-tasare pentru teren de fundare necoeziv.

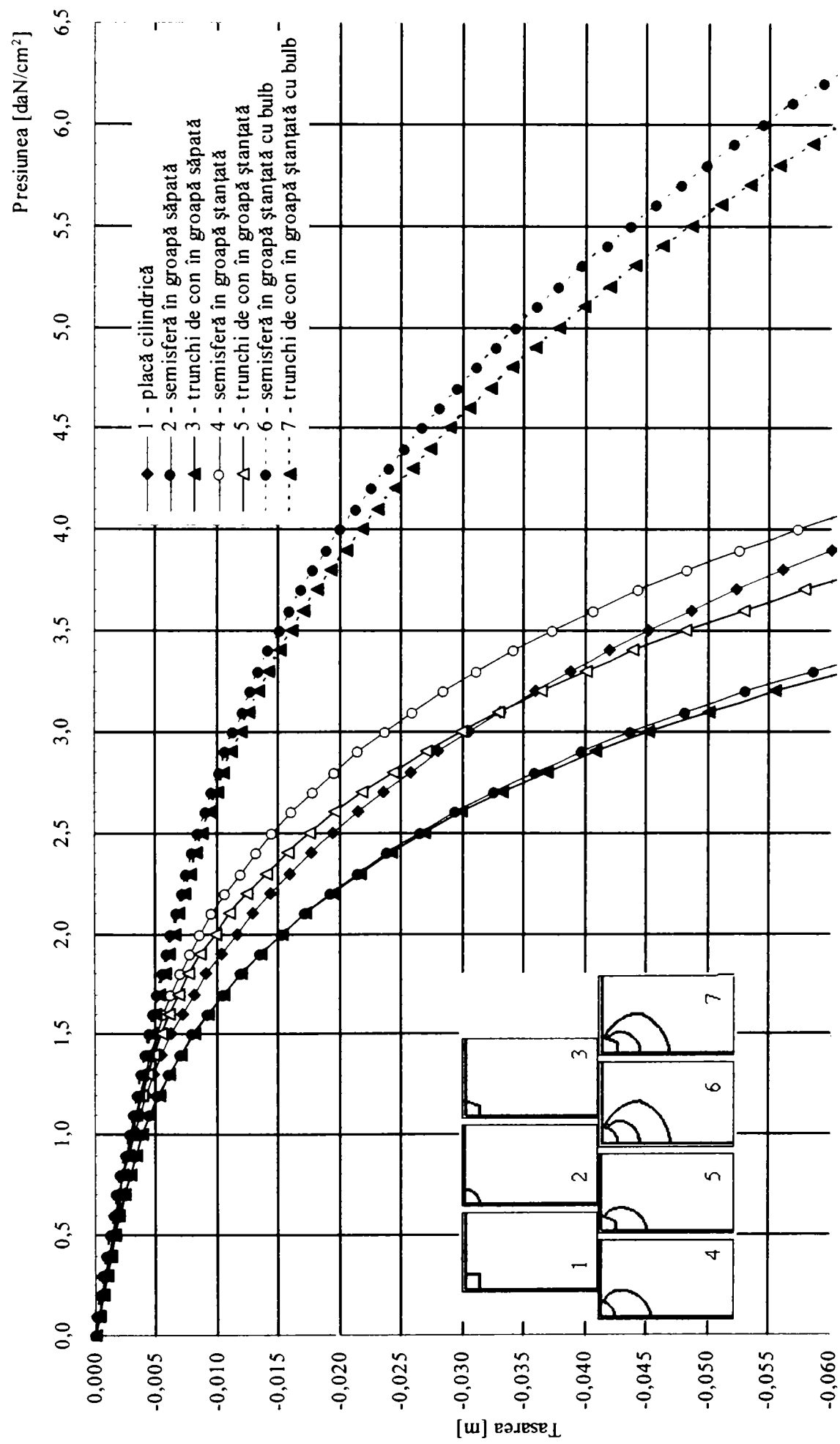


Fig. 5.13. Diagrame încărcare-tasare pentru teren de fundare coeziv.

fundatie are efect favorabil comparativ cu varianta în care fundațiile sunt dispuse în gropi săpate, iar realizarea unui bulb din balast sub fundatie în timpul ștanțării sporește considerabil capacitatea portantă a elementului de fundare.

Studiind comparativ diagramele din fig. 5.12 și 5.13 se poate observa că, elementul de fundare având formă de emisferă are o capacitate portantă mai mare decât cel cu formă de trunchi de con, atât în cazul fundării în pământ necoeziv cât și în cazul fundării în pământ coeziv (gropi săpate). În plus se observă că în cazul unui pământ necoeziv capacitatea portantă a elementului de fundare este influențată într-o mai mare măsură de forma elementului de fundare, forma de emisferă fiind mai avantajoasă. Comparând fundatia clasică (placă cilindrică) cu elementele având formă de emisferă și de trunchi de con, introduse în gropi săpate, se observă că acestea din urmă au capacități portante mai reduse dar au și volume de beton cu cca. 33 % mai mici decât elementul având formă de placă cilindrică.

Diagramele de încărcare-tasare prezentate în figurile 5.12 și 5.13 au fost centralizate (pentru o mai bună interpretare) în tabelele nr. 5.5 și nr. 5.6, acestea prezentând capacitatea portantă și capacitatea portantă pe unitatea de volum, a fundațiilor cu forme speciale studiate, dispuse succesiv în: groapă săpată, groapă ștanțată și groapă ștanțată cu bulb.

Urmărind datele prezentate în tabelul nr. 5.5 se poate observa că, cea mai mare capacitate portantă pe unitatea de volum o are elementul având formă de emisferă, urmat de cel având formă de trunchi de con, plăcii cilindrice corespunzându-i cea mai mică valoare a capacității portante pe unitatea de volum. Ca urmare, rezultă că elementul cu comportarea cea mai bună este emisfera urmată îndeaproape de trunchiul de con, și aceasta datorită faptului că elementele având formă specială conlucrează mai bine cu terenul de fundare.

Tabelul 5.5

Capacitatea portantă a elementelor prefabricate introduse în gropi săpate						
Tip element	Pământ necoeziv			Pământ coeziv		
	Capacitate portantă pe element P [kN]	V [cm ³]	Capacitate portantă pe unitatea de volum P / V [kN/cm ³]	Capacitate portantă pe element P [kN]	V [cm ³]	Capacitate portantă pe unitatea de volum P / V [kN/cm ³]
Placă cilindrică	216	286	0,756	238,5	286	0,834
Semisferă	159	190	0,837	212	190	1,115
Trunchi de con	149,4	190	0,787	208	190	1,095

În cazul în care cele două elemente (semisfera și trunchiul de con) se dispun în gropi ștanțate crește capacitatea lor portantă, elementul având formă de semisferă reușind să depășească capacitatea portantă a plăcii cilindrice, în timp ce capacitatea portantă a trunchiului de con o depășește pe cea a plăcii doar pentru tasări de până la de 2,5 cm la nisipuri și 3,2 cm la pământurile coezive.

Atunci când s-a considerat că aceste elementele de fundare au fost introduse în gropi realizate prin ștanțare cu bulb din balast (tab 5.6) capacitatea portantă a acestora a sporit considerabil atât față de variantele în care elementele prefabricate au fost introduse în gropi săpate cât și față de acelea când elementele au fost introduse în gropi realizate prin simplă ștanțare.

De asemenea capacitatea portantă a elementelor prefabricate dispuse în gropi ștanțate cu bulb depășește cu mult capacitatea portantă a plăcii cilindrice, ceea ce înseamnă că pentru un consum de beton cu cca. 33 % mai puțin se poate ajunge la o capacitate portantă cu cca. 60...70 % mai mare decât a plăcii cilindrice, și aceasta numai prin simpla ștanțare cu adăugarea unui aport de material la realizarea gropii de fundație. Trebuie remarcat de asemenea că prin realizarea gropii printr-un astfel de procedeu se elimină lucrările de săpătură și de transport a materialului săpat.

Tabelul 5.6

Capacitatea portantă a elementelor prefabricate de formă specială introduse în gropi ștanțate (gropi ștanțate cu bulb)						
Tipul de element	Pământ necoeziv			Pământ coeziv		
	Capacitate portantă pe element P [kN]	V [cm ³]	Capacitate portantă pe unitatea de volum P / V [kN/cm ³]	Capacitate portantă pe element P [kN]	V [cm ³]	Capacitate portantă pe unitatea de volum P / V [kN/cm ³]
Semisferă	229 (330,7)	190	1,205 (1,741)	257,6 (394,4)	190	1,356 (2,076)
Trunchi de con	206,7 (305,3)	190	1,088 (1,607)	238,5 (381,6)	190	1,255 (2,009)

Ca urmare a celor prezentate anterior, se poate observa că, rezultatele obținute au evidențiat o comportare mai bună a elementului având formă de semisferă în comparație cu elementul trunchi de con fapt datorat unei distribuții mai avantajoase a eforturilor în terenul de fundare.

Verificarea rezultatelor obținute prin modelarea cu elemente finite se face, pentru fundația clasică (placă cilindrică), comparând aceste rezultate cu cele obținute prin calculul capacității portante după teoria lui Terzaghi și respectiv teoria lui Berezanțev.

În cazul fundației clasice, placă cilindrică, terenul de fundare alcătuit din pământ necoeziv, conform teoriei lui Terzaghi capacitatea portantă la stare limită de rupere este:

$$P_T = \pi \cdot R^2 (0,6 \cdot 0,45 \cdot 15,5 \cdot 19,13 + 1,3 \cdot 15,5 \cdot 0,45 \cdot 22,46 + 1,3 \cdot 0,2 \cdot 37,16) = 0,6361 \cdot 293 = 186,6 \text{ kN}, \text{ iar conform teoriei lui Berezanțev avem:}$$

$$P_B = \pi \cdot R^2 (34,6 \cdot 0,45 \cdot 15,5 + 15,5 \cdot 0,45 \cdot 32,8 + 0,2 \cdot 55,4) = 0,6361 \cdot 481 = 306 \text{ kN}$$

$$P_{MEF} = 340 \cdot 0,6361 = 216 \text{ kN}$$

În cazul fundației clasice (placă cilindrică) și terenul de fundare alcătuit din pământ coeziv, conform teoriei lui Terzaghi capacitatea portantă la stare limită de rupere este:

$$P_T = \pi \cdot R^2 (0,6 \cdot 0,45 \cdot 17,5 \cdot 2,18 + 1,3 \cdot 17,5 \cdot 0,45 \cdot 5,45 + 1,3 \cdot 15 \cdot 14,56) = 0,6361 \cdot 350 = 223 \text{ kN}, \text{ iar conform teoriei lui Berezanțev avem:}$$

$$P_B = \pi \cdot R^2 (4,9 \cdot 0,45 \cdot 17,5 + 17,5 \cdot 0,45 \cdot 5,5 + 15 \cdot 14,8) = 0,6361 \cdot 304 = 193 \text{ kN}$$

$$P_{MEF} = 375 \cdot 0,6361 = 238 \text{ kN}$$

Tabelul 5.7

Metoda de calcul	Pământ necoeziv	Pământ coeziv
Terzaghi	186,6 kN	223 kN
Berezanțev	306 kN	193 kN
MEF Cesar	216 kN	238 kN

Ca urmare a celor prezentate în tabelul nr.5.7 rezultă că, la pământurile necoezive capacitatea portantă obținută folosind MEF (cu programul de calcul CESAR) se încadrează între cele două metode (pentru că: $P_T < P_{MEF} < P_B$), însă în cazul pământurilor coezive la care s-a obținut $P_B < P_T < P_{MEF}$, P_{MEF} fiind mai mare decât capacitatea portantă dată de metodele Terzaghi și Berezanțev, dar fiind totuși apropiat de P_T .

5.4.2. Starea de deformație și de tensiuni în terenul de fundare

Pentru a scoate în evidență starea de deformare și de tensiuni ce iau naștere în interiorul terenului de fundare sub acțiunea încărcărilor exterioare transmise terenului de fundare prin intermediul elementelor prefabricate de forme speciale este necesar să se stabilească treptele de încărcare pentru care se trasează diverse diagramele, deoarece post-procesorul PEGGY permite realizarea acestui lucru pentru toate treptele de încărcare predefinite și în orice secțiune definită de utilizator. Beneficiind de acest volum mare de date este necesar să se impună treptele de încărcare și secțiunile în care vom trasa diagramele dorite.

În figurile 5.14 și 5.15 sunt reprezentate diagramele de variație în adâncime ale deplasărilor verticale într-o secțiune definită în axa de simetrie a

fundațiilor, pentru treptele de încărcare $p = 100 \text{ kPa}$ și $p = 200 \text{ kPa}$ la pământuri necoezive, respectiv coezive. Peste diagrame este suprapus și un tabel în care sunt extrase valorile deplasărilor verticale în punctele A (care înregistrează cele mai mari deplasări) și B (ambele situate pe axa de simetrie la $-0,45 \text{ m}$ respectiv $-0,90 \text{ m}$ adâncime de suprafața terenului.).

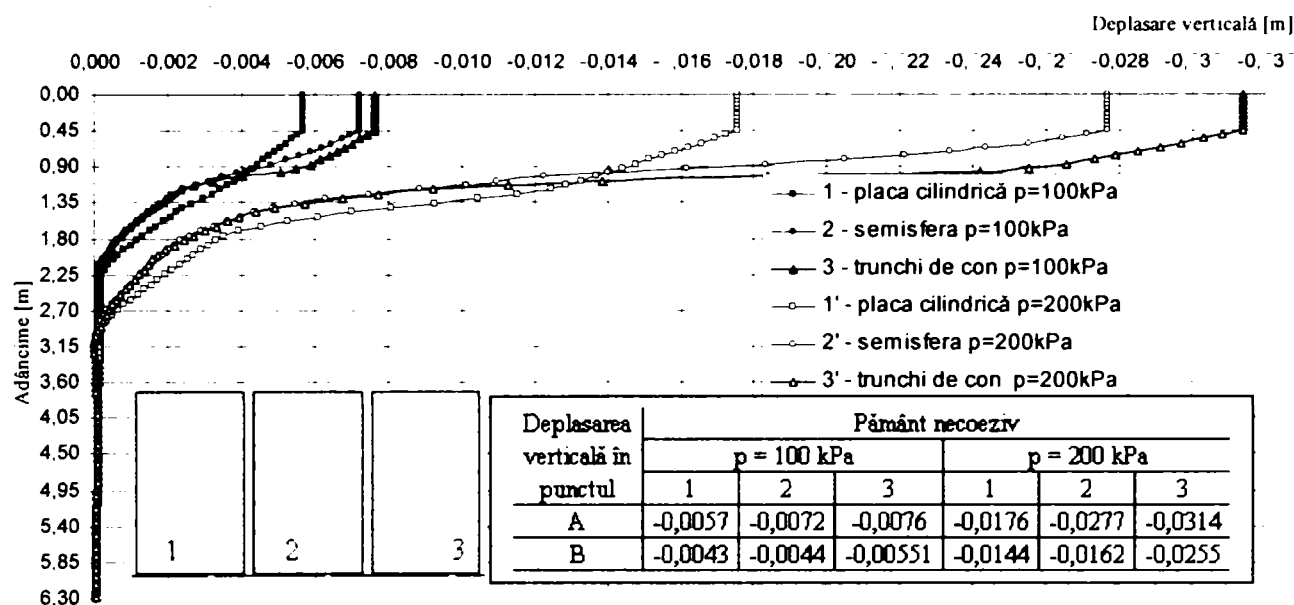


Fig. 5.14. Diagrame de variație în adâncime a deplasărilor verticale (în axul fundațiilor), la fundații realizate în gropi săpate în pământuri necoezive, pentru $p = 100 \text{ kPa}$ și $p = 200 \text{ kPa}$.

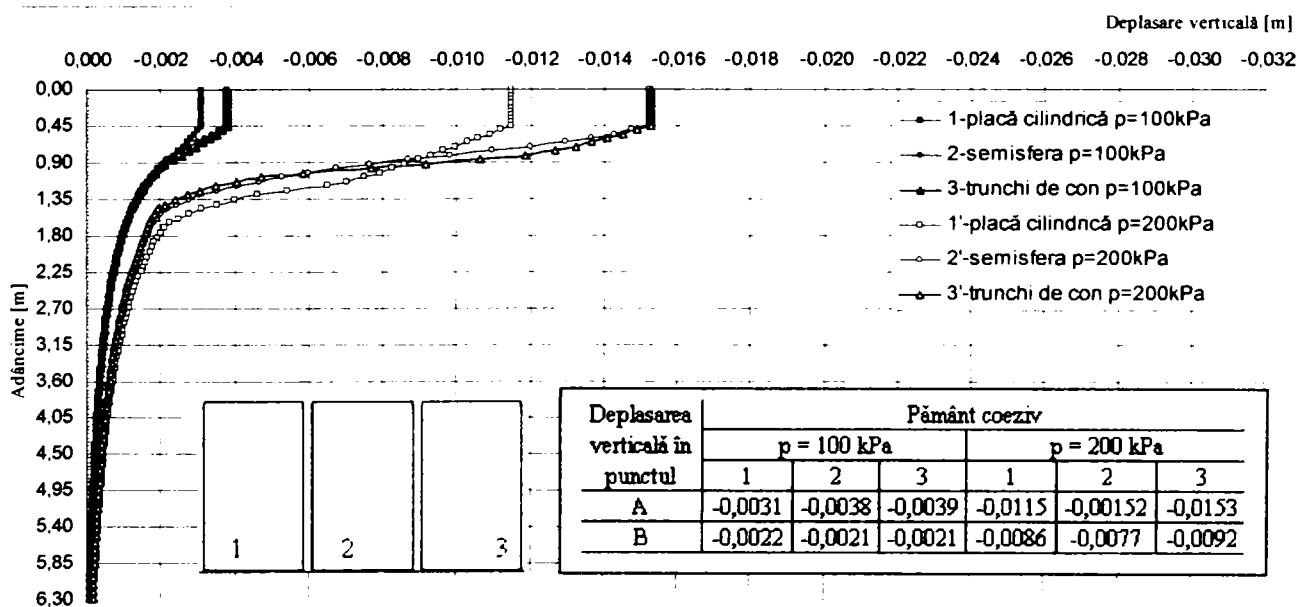


Fig. 5.15. Diagrame de variație în adâncime a deplasărilor verticale (în axul fundațiilor), la fundații realizate în gropi săpate în pământuri coezive, pentru $p = 100 \text{ kPa}$ și $p = 200 \text{ kPa}$.

Ca urmare a celor prezentate, se poate observa că:

- deplasările verticale ale elementului având formă de semisferă realizat în groapă săpată sunt mai mari decât cele ale fundației cilindrice, dar mai mici decât cele de la elementului având formă de trunchi de con realizat în groapă săpată, ceea ce scoate în evidență efectul pozitiv al formei de semisferă față de

forma de trunchi de con, influența favorabilă a formei de emisferă fiind mai mare în cazul fundării în pământ necoeziv;

- punctul A este punctul cel mai solicitat de sub elementul emisferă și conform tabelelor din fig. 5.14 și 5.15 se observă că deplasările verticale în acest punct sunt mai mici la emisferă comparativ cu trunchiul de con, și aceasta datorită faptului că emisfera conlucrează mai bine cu terenul de fundare;

- deplasările verticale în axa fundației la un pământ coeziv se anulează la o adâncime mult mai mare comparativ cu cazul în care este vorba despre un pământ necoeziv;

- comparând diagramele de variație ale tasării în adâncime pentru toate variantele analizate se poate observa că influența formei fundației se resimte pe aproximativ 2,5...3 m sub talpa fundației pentru o încărcare de 200 kPa.

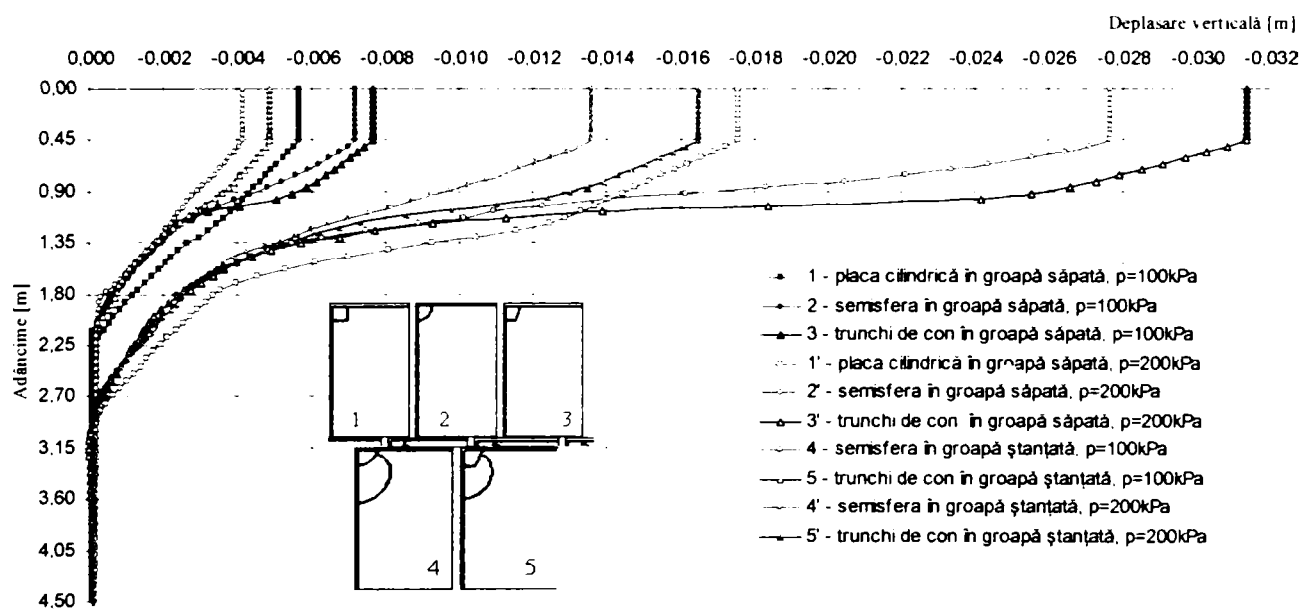


Fig. 5.16. Diagrame de variație în adâncime a deplasărilor verticale (în axul fundațiilor), la fundații realizate în gropi săpate, respectiv ștanțate în pământuri necoezive.

Tabelul 5.8

Deplasarea verticală în punctul		Pământ necoeziv					
		p = 100 kPa			p = 200 kPa		
		1	2	3	1	2	3
A	săpat	-0,0057	-0,0072	-0,0076	-0,0176	-0,0277	-0,0314
	ștanțat	-	-0,00417	-0,0049	-	-0,0135	-0,0165
Reducerea %			42 %	37 %	-	51 %	47,4 %
B	săpat	-0,0043	-0,0044	-0,00551	-0,0144	-0,0181	-0,0255
	ștanțat	-	-0,0028	-0,0036	-	-0,00923	-0,013
Reducerea %			36,4 %	34,6 %	-	49 %	49 %

Figurile 5.16 și 5.17 reprezintă de asemenea tot diagrame de variație în adâncime a deplasărilor verticale în pământuri necoezive și coezive dar pentru

variantele de fundații realizate în gropi săpate și respectiv ștanțate. Din tabele nr.5.8 și 5.9, în care sunt prezentate deplasările verticale în punctele A și B pentru variantele studiate în figurile 5.16 și 5.17, se poate observa că realizarea gropilor de fundații prin ștanțare are efect favorabil reducând substanțial tasările comparativ cu variantele în care gropile de fundație au fost realizate prin săpare. Efectul pozitiv al ștanțării este mai pronunțat la variantele în pământuri necoezive decât la cele în pământuri coezive. Reducerea tasării este totdeauna mai mare la semisferă comparativ cu elementul trunchi de con.

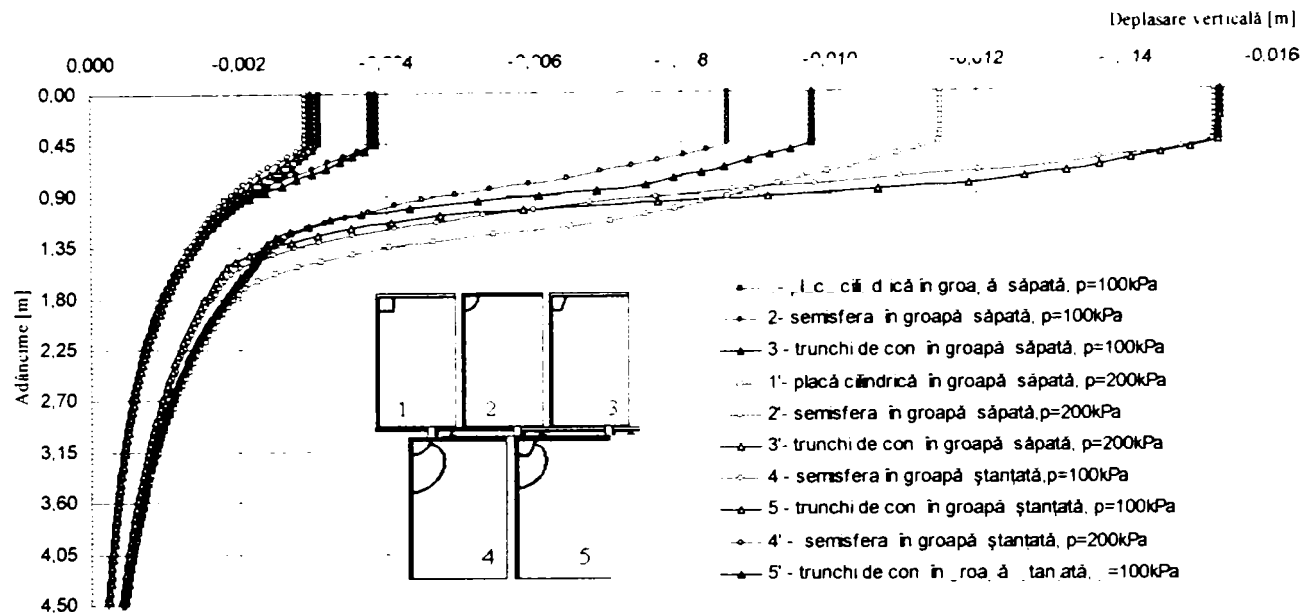


Fig. 5.17. Diagrame de variație în adâncime a deplasărilor verticale (în axul fundațiilor), la fundații realizate în gropi săpate, respectiv ștanțate în pământuri coezive.

Tabelul 5. 9

Deplasarea verticală în punctul		Pământ coeziv					
		p = 100 kPa			p = 200 kPa		
		1	2	3	1	2	3
A	săpat	-0,0031	-0,0038	-0,0039	-0,0115	-0,00152	-0,0153
	ștanțat	-	-0,0029	-0,0030	-	-0,0086	-0,0097
Reducerea %			23,6 %	23 %	-	43,4 %	36,6 %
B	săpat	-0,0022	-0,0021	-0,0021	-0,0086	-0,0077	-0,0092
	ștanțat	-	-0,00188	-0,00197	-	-0,0047	-0,0061
Reducerea %			10 %	6%	-	38,9 %	33,7 %

Se poate observa de asemenea că deplasările verticale ale elementelor având formă de semisferă și respectiv trunchi de con, realizate în gropi ștanțate sunt mai mici decât în cazul în care acestea sunt realizate în gropi săpate și decât cele ale fundației placă cilindrică, aceasta evidențiind efectul pozitiv al realizării gropii de fundație folosind procedeul de ștanțare.

Comparând diagramele din figurile 5.18 și 5.19 se observă că deplasările verticale sub elementele de fundare având forme speciale (semisferă și trunchi de con) realizate în gropi ștanțate cu bulb sunt mult mai

mult mici decât cele ale acelorași elemente de fundare realizate în gropi ștanțate fără bulb, ceea ce scoate în evidență efectul pozitiv ce apare ca urmare a realizării bulbului din material granular la baza fundației. De asemenea, se poate observa că elementul având formă de emisferă realizat în groapă ștanțată, respectiv în groapă ștanțată cu bulb, are o comportare mai bună

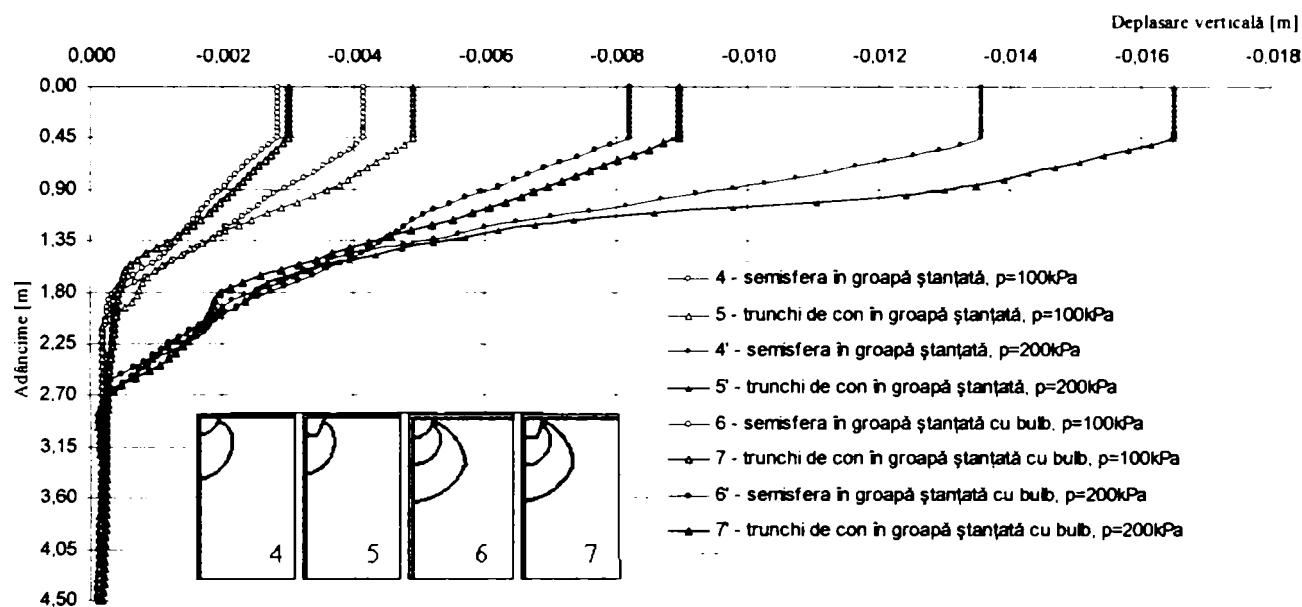


Fig. 5.18. Diagrame de variație în adâncime a deplasărilor verticale (în axul fundațiilor), la fundații realizate în gropi ștanțate, respectiv ștanțate cu bulb în pământuri necoezive.

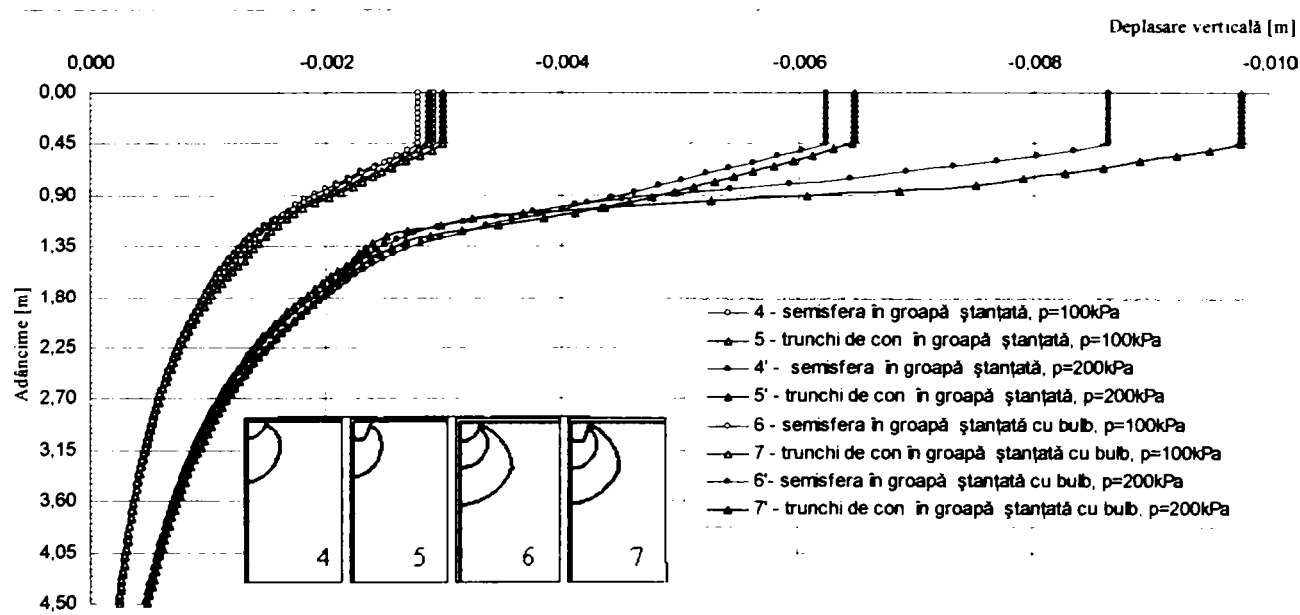


Fig. 5.19. Diagrame de variație în adâncime a deplasărilor verticale (în axul fundațiilor), la fundații realizate în gropi ștanțate, respectiv ștanțate cu bulb în pământuri coezive.

comparativ cu elementul având formă de trunchi de con, ceea ce înseamnă că, în procesul de ștanțare, forma de emisferă este mai avantajoasă comparativ cu forma de trunchi de con.

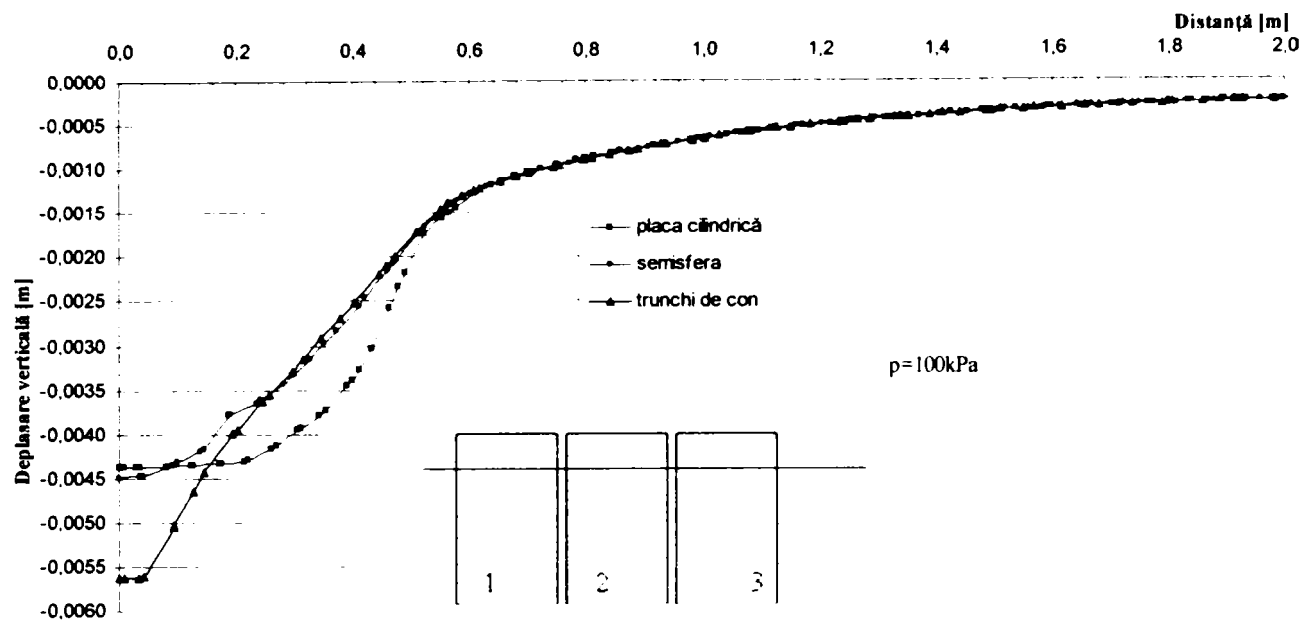


Fig. 5.20. Diagrame de variație a deplasărilor verticale într-o secțiune orizontală situată la -0,45 m de talpa fundației (la fundații realizate în gropi săpate în pământuri necoezive).

În figurile 5.20, 5.21, 5.22 și 5.23 se prezintă diagramele de variație a deplasărilor verticale într-o secțiune orizontală situată la -0,45 m sub talpa fundației. Studiind aceste diagrame se poate observa că în cazul fundațiilor realizate în pământuri coezive, supuse la încărcări mici (ex. 100 kPa din fig. 5.29), forma elementului de fundare nu are o influențază prea mare în ceea ce privește variația acestor deplasări.

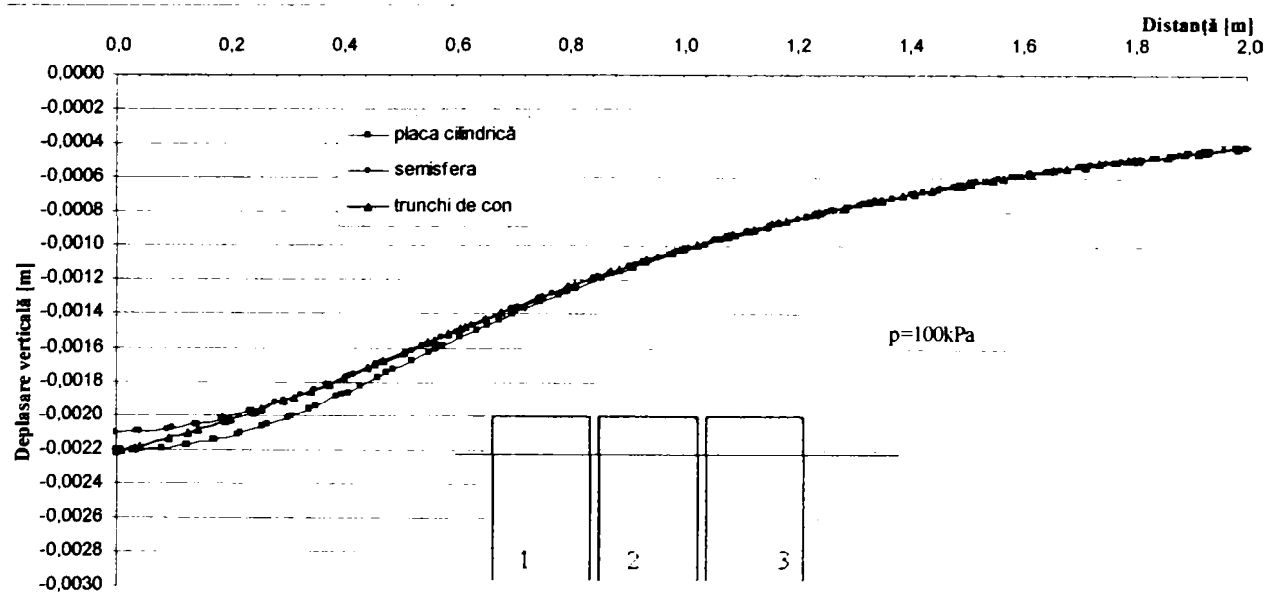


Fig. 5.21. Diagrame de variație a deplasărilor verticale într-o secțiune orizontală situată la -0,45 m de talpa fundației (la fundații realizate în gropi săpate în pământuri coezive).

Spre deosebire de cele observate anterior, în cazul fundațiilor realizate în pământuri necoezive și a celor realizate în pământuri coezive dar supuse unor încărcări mai mari (ex. 200 kPa), se poate observa că forma elementului de fundare influențează variația acestor diagrame. Se observă de asemenea, că în cazul fundației având formă de emisferă se produce o extindere mai uniformă pe verticală și orizontală a deplasărilor verticale, și aceasta datorită unei mai bune conlucrări a elementului de fundare cu terenul de fundare.

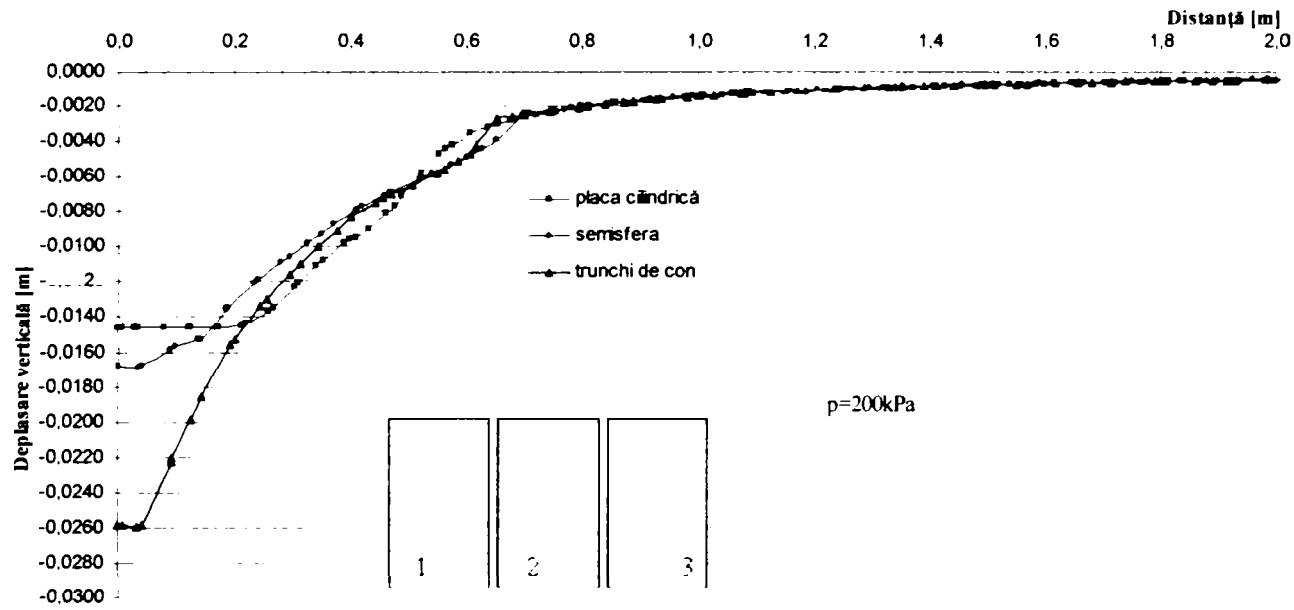


Fig. 5.22. Diagrame de variație a deplasărilor verticale într-o secțiune orizontală situată la -0,45 m de talpa fundației (la fundații realizate în gropi săpate în pământuri necoezive).

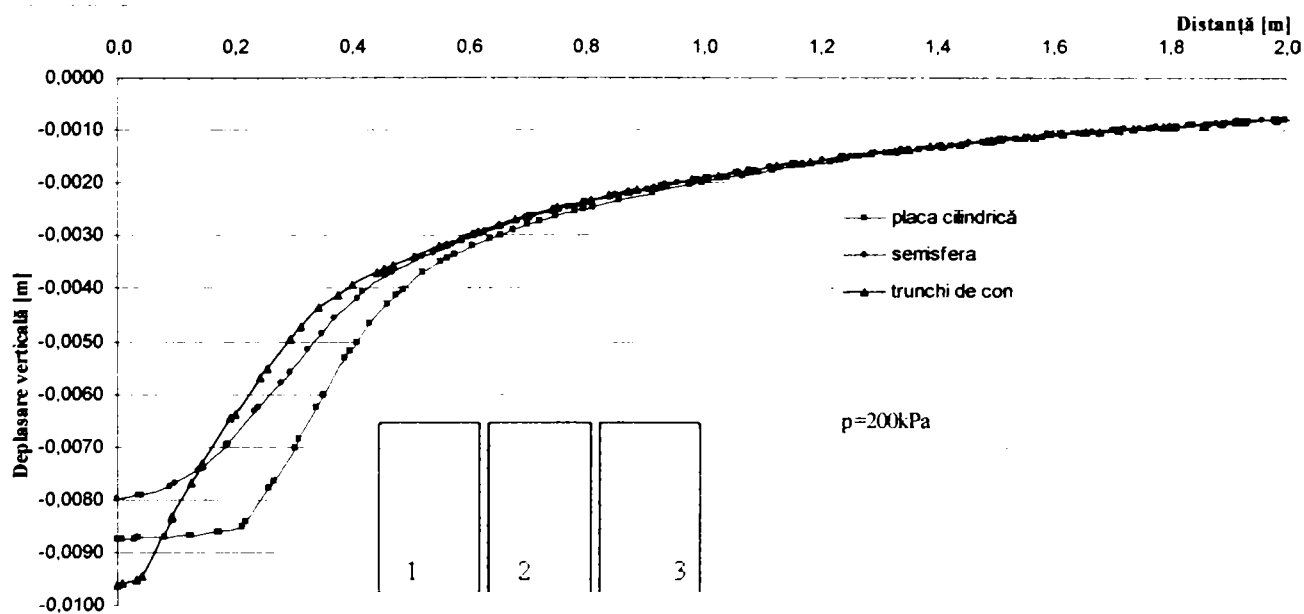


Fig. 5.23. Diagrame de variație a deplasărilor verticale într-o secțiune orizontală situată la -0,45 m de talpa fundației (la fundații realizate în gropi săpate în pământuri coezive).

În figurile 5.24 ... 5.29 se prezintă vectorii deplasărilor nodurilor pentru cele trei tipuri de elemente studiate (placă cilindrică, emisferă și trunchi de con) realizate în gropi săpate executate fie în pământ necoeziv, fie în pământ coeziv, pentru treapta de încărcare $p = 200 \text{ kPa}$.

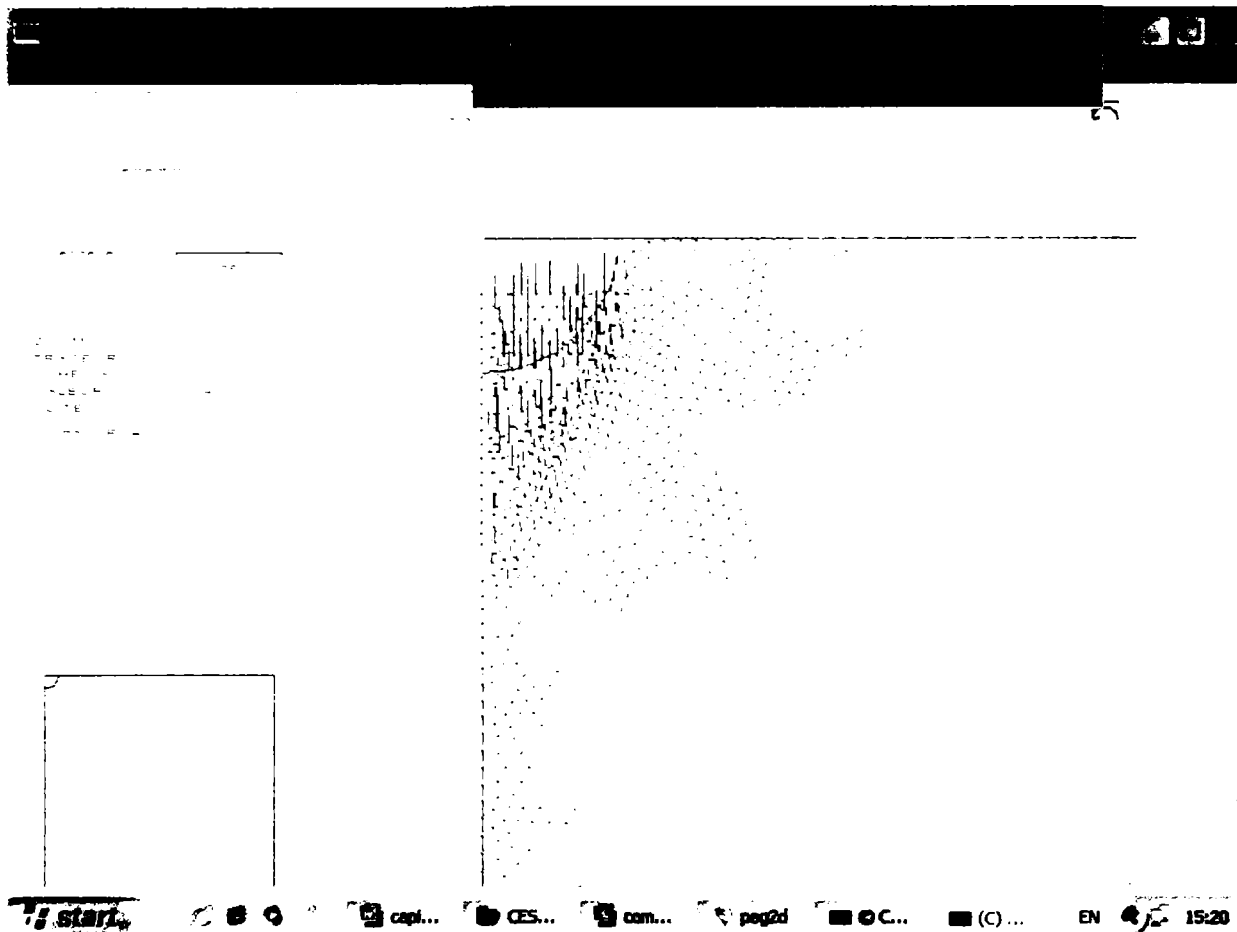


Fig. 5.24. Vectorii deplasărilor la elementul semisferă realizat în groapă săpată (pământ necoziv) sub treapta de încărcare 200 kPa.

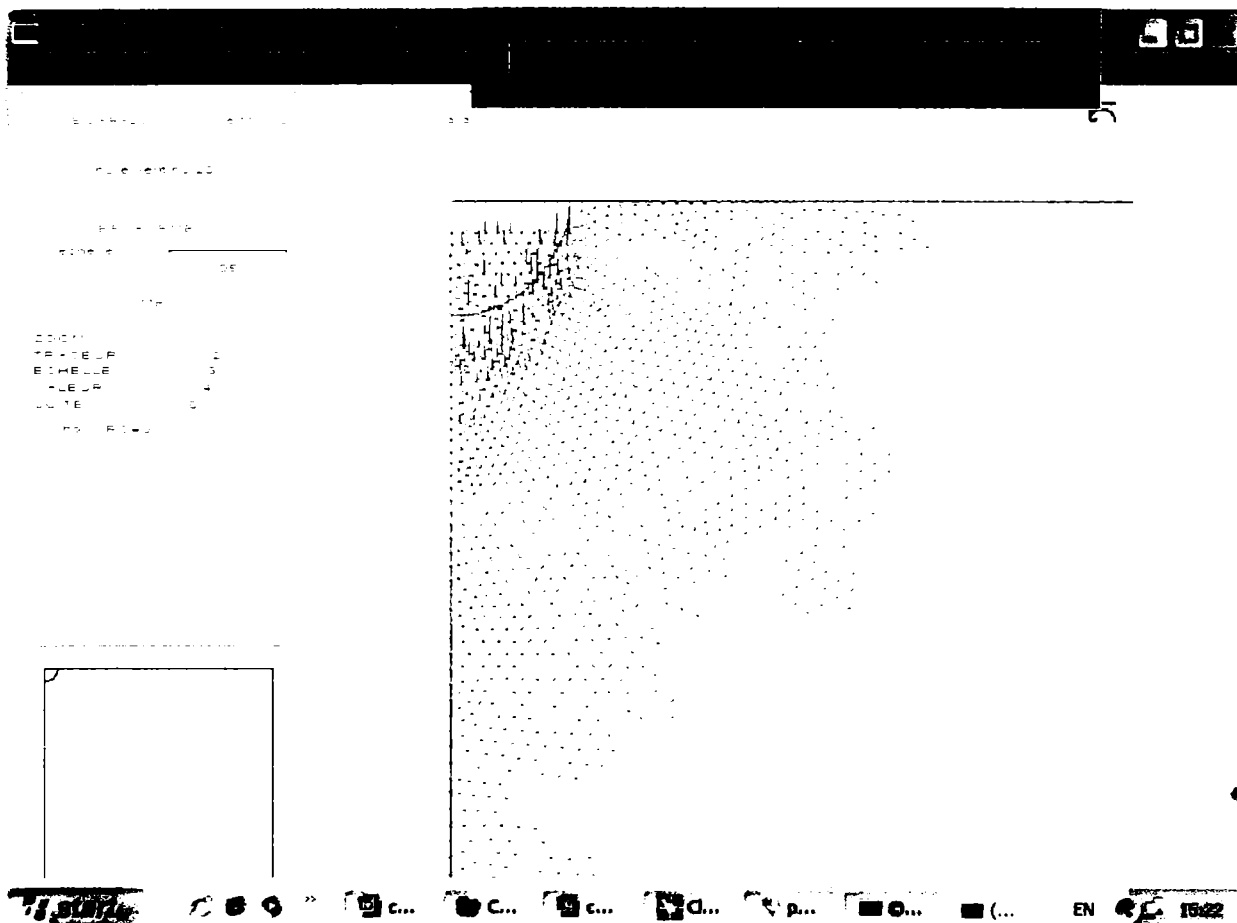


Fig. 5.25. Vectorii deplasărilor la elementul semisferă realizat în groapă săpată (pământ coeziv) sub treapta de încărcare 200 kPa.

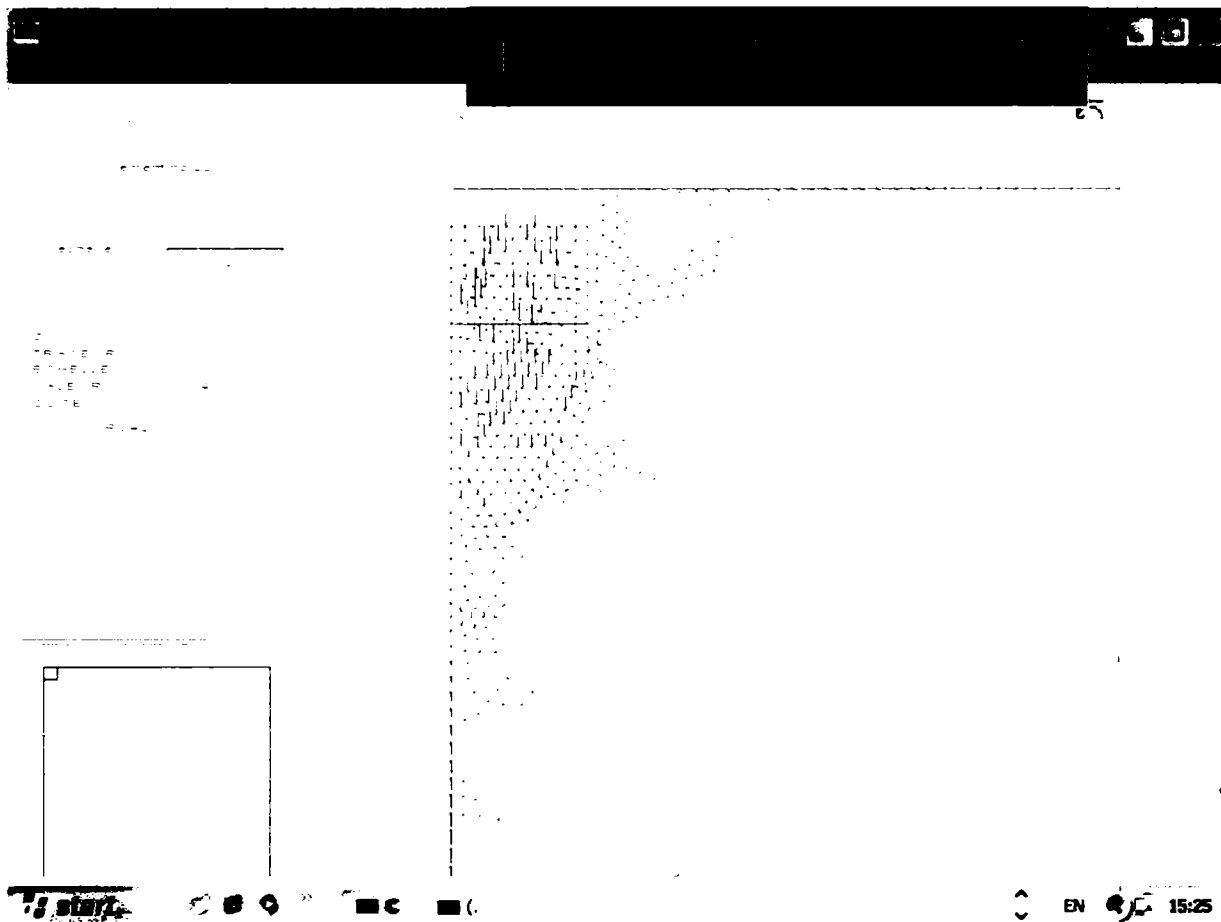


Fig. 5.26. Vectorii deplasărilor la fundația placă cilindrică realizată în groapă săpată (pământ necoeziv) sub treapta de încărcare 200 kPa.

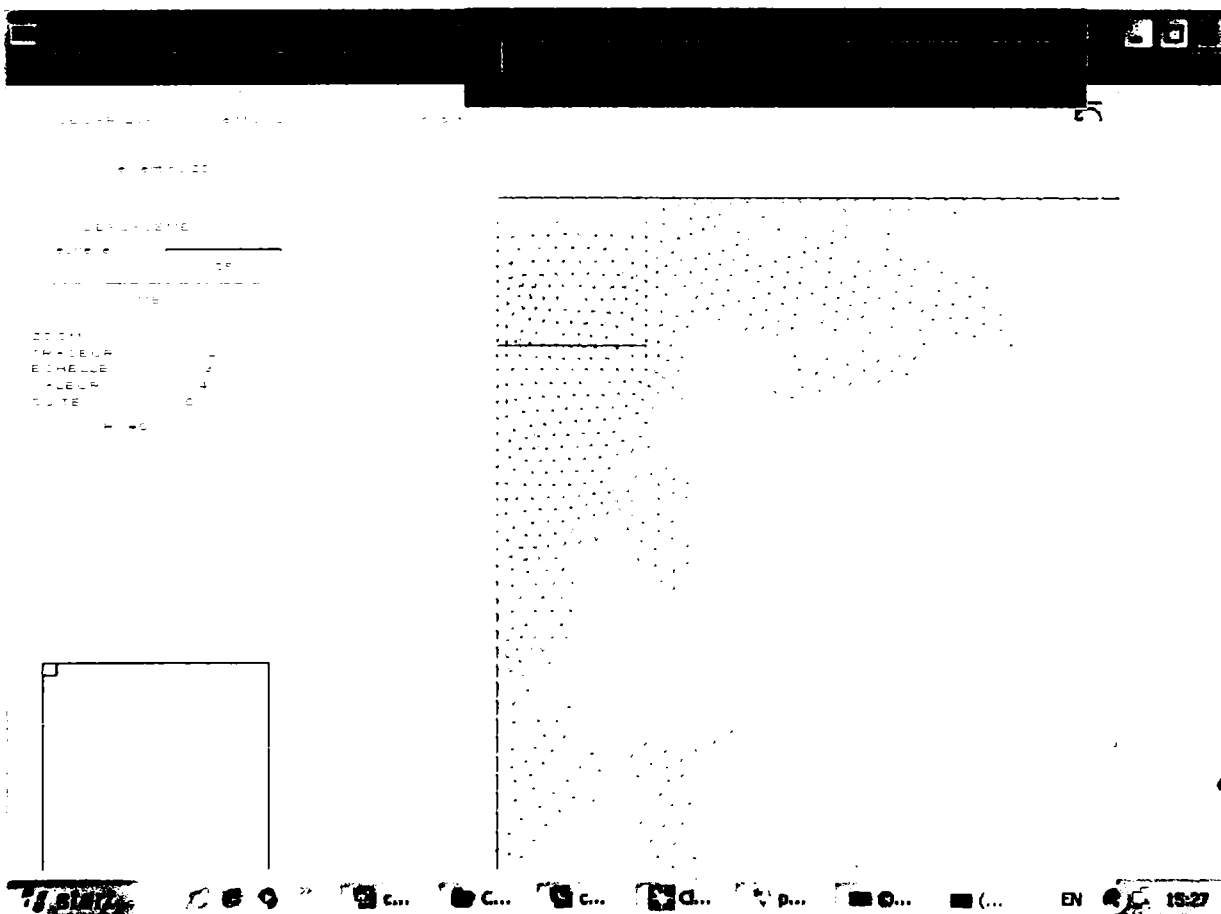


Fig. 5.27. Vectorii deplasărilor la fundația placă cilindrică realizată în groapă săpată (pământ coeziv) sub treapta de încărcare 200 kPa.

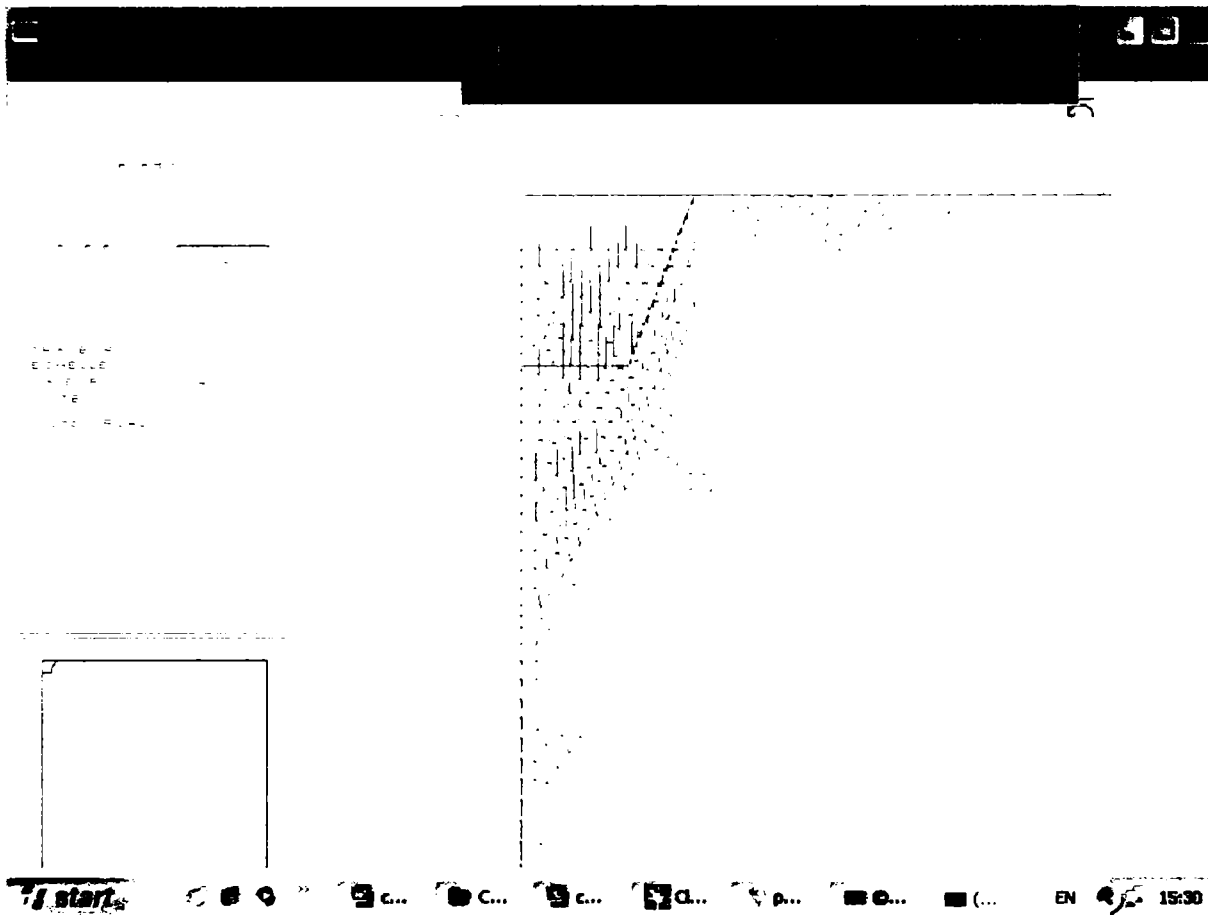


Fig. 5.28. Vectorii deplasărilor la elementul trunchi de con realizat în groapă săpată (pământ necoziv) sub treapta de încărcare 200 kPa.

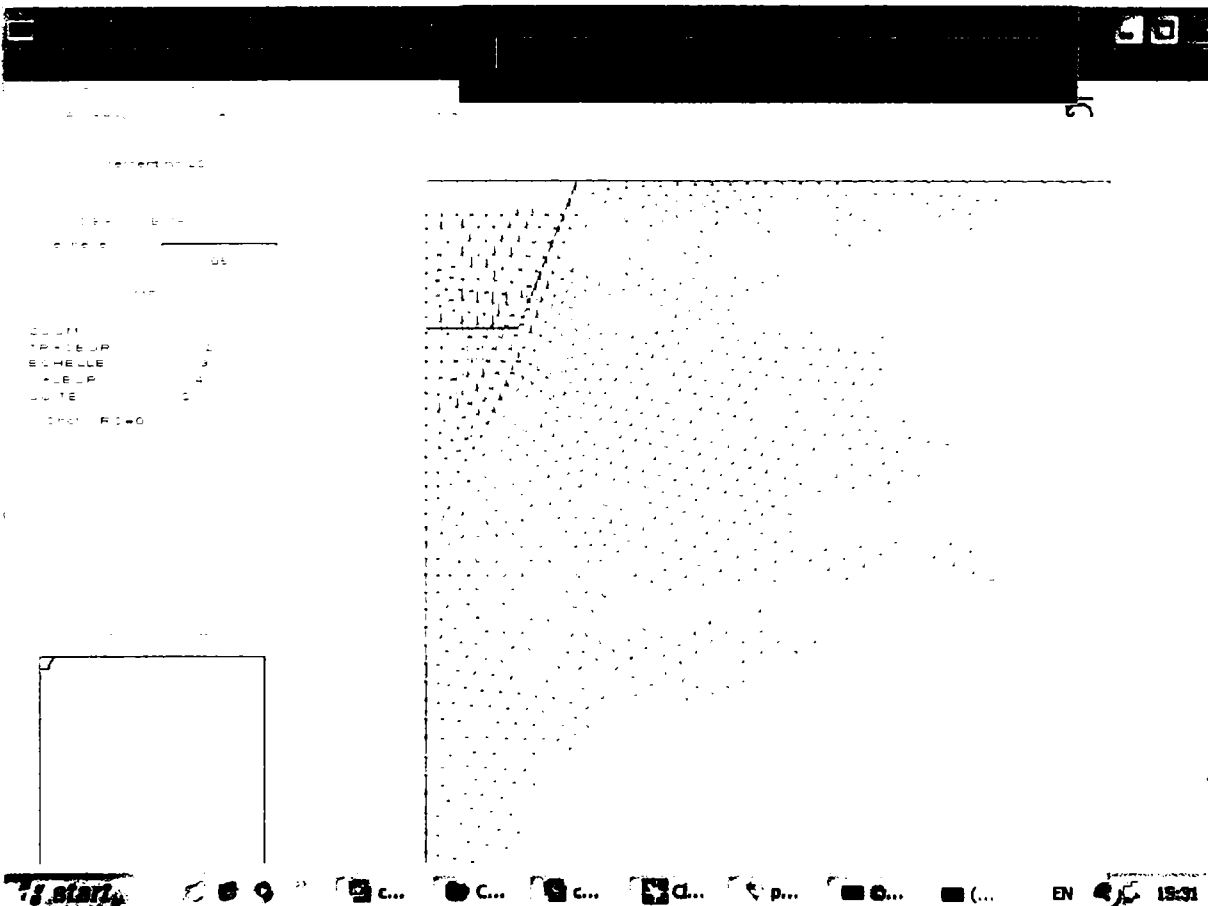


Fig. 5.29. Vectorii deplasărilor la elementul trunchi de con realizat în groapă săpată (pământ coeziv) sub treapta de încărcare 200 kPa.

Reprezentarea vectorilor deplasărilor nodurilor se poate face pentru fiecare treaptă de încărcare definită de utilizator și la orice altă scară dorită.

În figurile 5.24...5.29 vectorii deplasărilor nodurilor au fost reprezentați în scară 1/20 pentru toate variantele studiate. Aceste reprezentări evidențiază faptul că pentru toate variantele studiate la nodurile de sub talpa fundației se remarcă preponderent o deplasare verticală, existând însă în lateral și unele noduri care înregistrează atât deplasări verticale cât și orizontale.

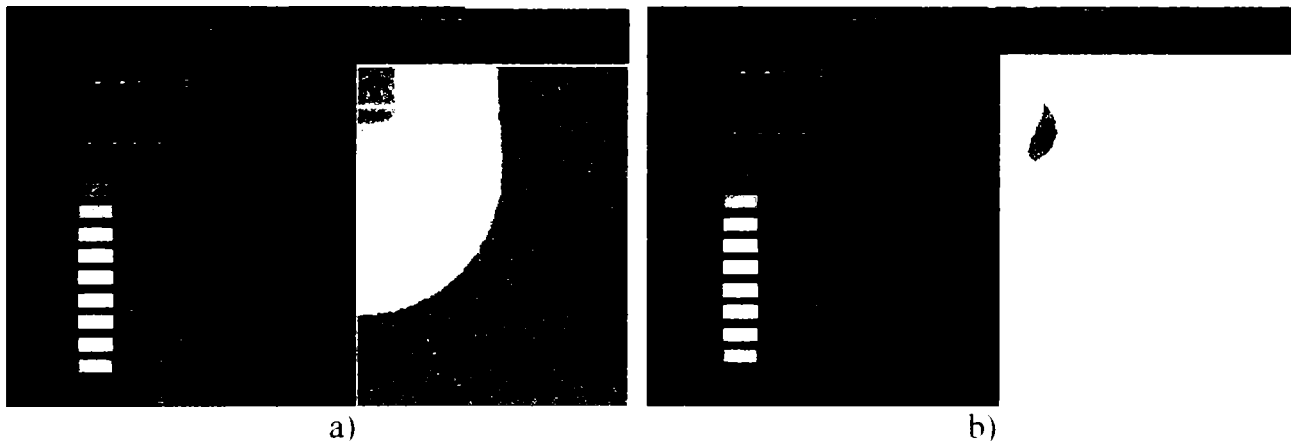


Fig. 5.30. Zone de egală valoare a deplasărilor verticale (a) respectiv orizontale (b) pentru fundația placă cilindrică realizată în groapă săpată în pământ coeziv pentru $p= 200$ kPa.

Observația făcută anterior poate fi pusă în evidență și prin reprezentarea zonelor de egală valoare a deplasărilor verticale și orizontale prezentate în figurile 5.30, 5.31 și 5.32. Din aceste figuri se poate observa că sub oricare din cele trei elemente de fundare se formează o zonă de pământ care se deplasează aproximativ concomitent cu elementul de fundare, realizând prisma elastică (în stare plană) sau conul elastic (în stare spațială) puse în evidență de diverși cercetători (Terzaghi, Meyerhof, Berezanțev) prin numeroasele încercări experimentale efectuate.

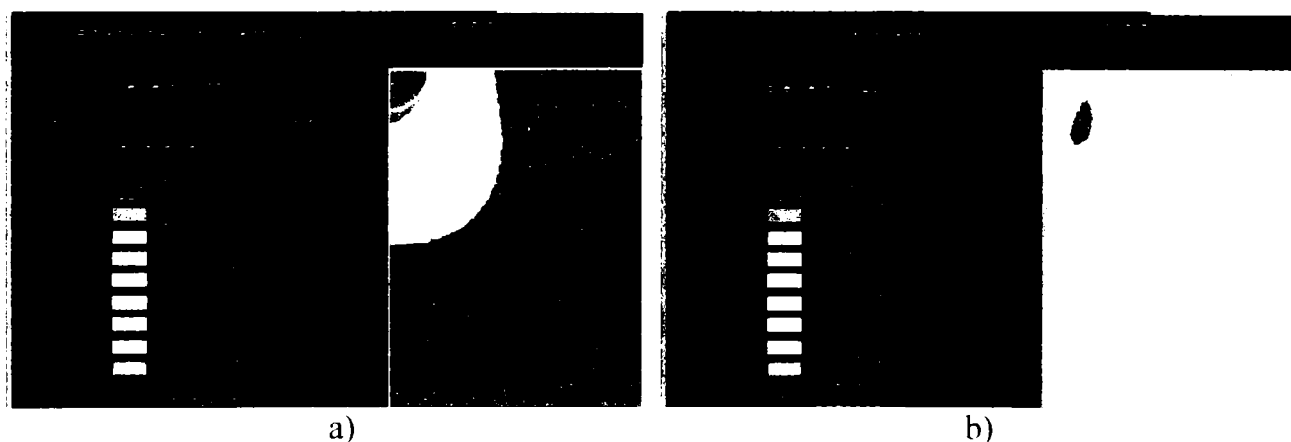


Fig. 5.31. Zone de egală valoare a deplasărilor verticale (a) respectiv orizontale (b) pentru elementul semisferă realizat în groapă săpată în pământ coeziv pentru $p= 200$ kPa.

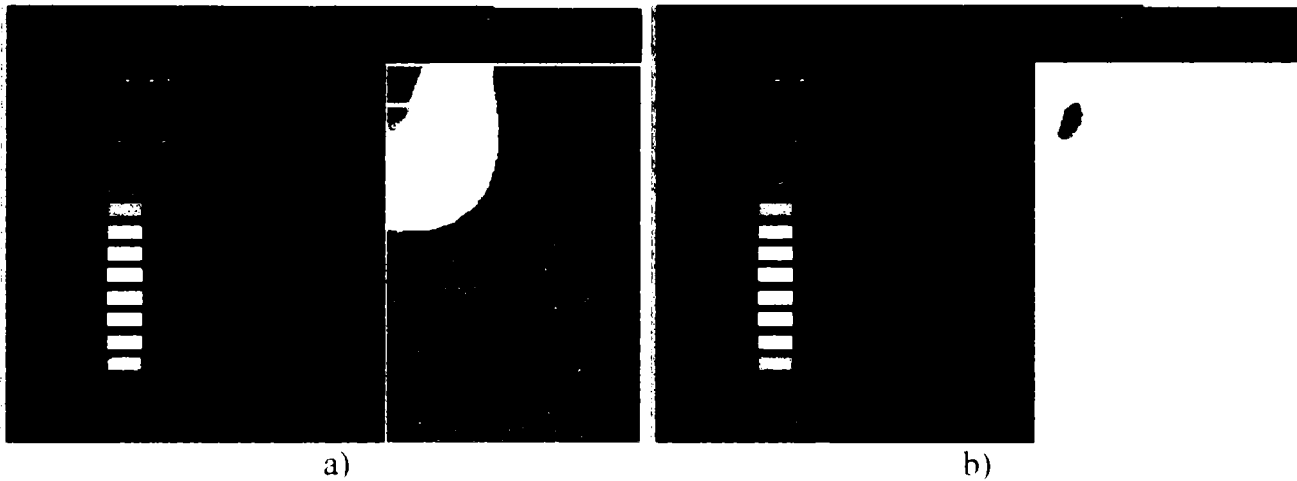


Fig. 5.32. Zone de egală valoare a deplasărilor verticale (a) respectiv orizontale (b) pentru elementul trunchi de con realizat în groapă săpată în pământ coeziv pentru $p = 200$ kPa.

Urmărind acum ca mărime aceste deplasări (pe barele de culoare din partea stângă a figurilor) se poate observa că deplasările verticale, orizontale și totale cele mai mici corespund variantei cu placă cilindrică, iar deplasările cele mai mari corespund variantei cu elementul având formă de trunchi de con, în timp ce deplasările nodurilor de sub elementul având formă de emisferă sunt situate între cele două variante.

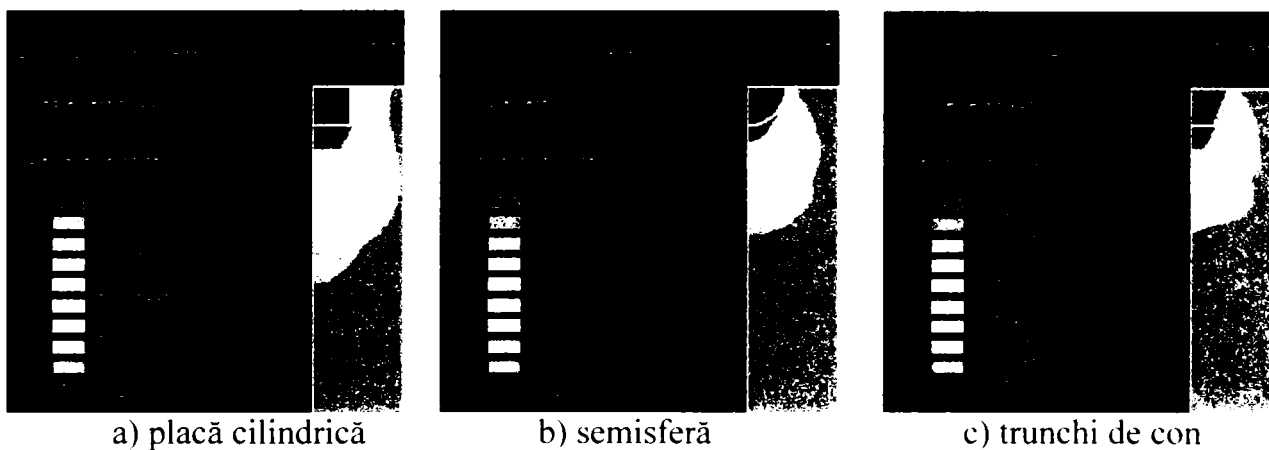


Fig. 5.33. Zone de egală valoare a deplasărilor totale pentru toate elementele realizate în groapă săpată în pământ coeziv pentru $p = 200$ kPa.

În figura 5.33 se poate observa, pentru toate cele trei elemente de fundare studiate, comparativ, care este zona din terenul de fundare (din jurul elementelor) în care se resimt deformațiile provenite din încărcările pe care aceste elemente prefabricate le transmit terenului de fundare. Urmărind cu ajutorul barelor colorate mărimea acestor deplasări, se poate constata că observațiile făcute anterior se mențin și în cazul deplasărilor totale.

Pentru a urmări distribuția presiunilor în teren s-a realizat studiul diagramelor de variație în adâncime a eforturilor verticale $\sigma_{zz} + \sigma_{gz}$, pentru treptele de încărcare $p = 100$ kPa și $p = 200$ kPa, studiul fiind realizat atât pentru un teren de fundare necoeziv cât și pentru unul coeziv.

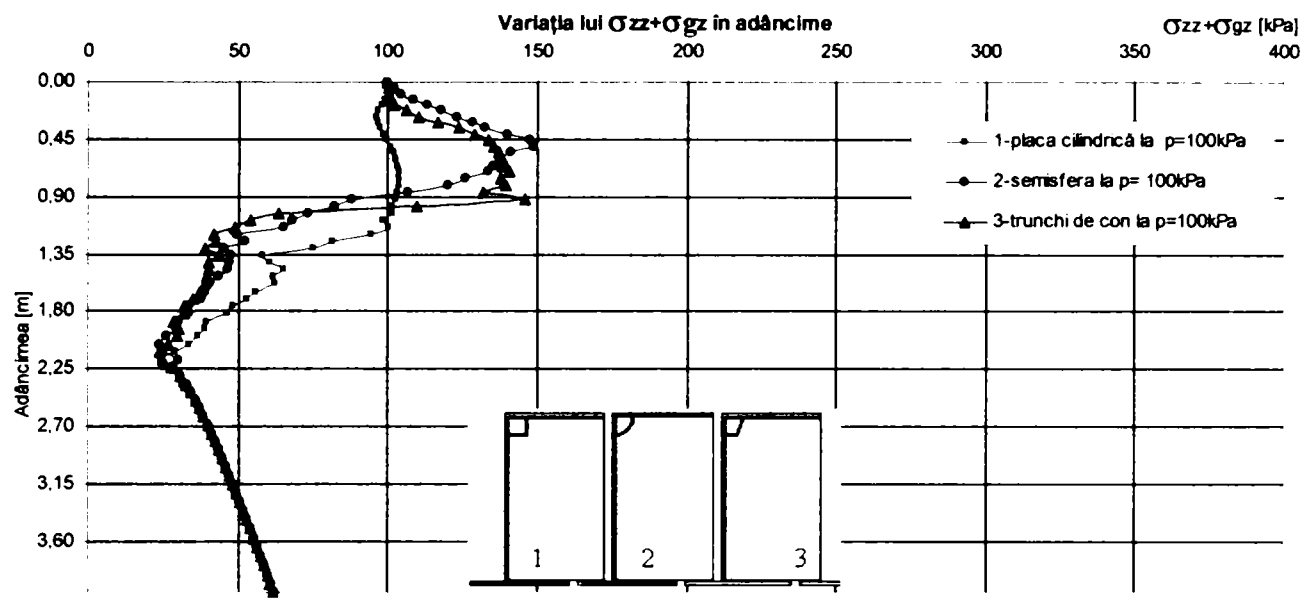


Fig. 5.34. Variația în adâncime a eforturilor verticale $\sigma_{zz} + \sigma_{gz}$ în axul fundațiilor realizate în gropi săpate în pământuri necoezive pentru treapta de încărcare $p = 100 \text{ kPa}$.

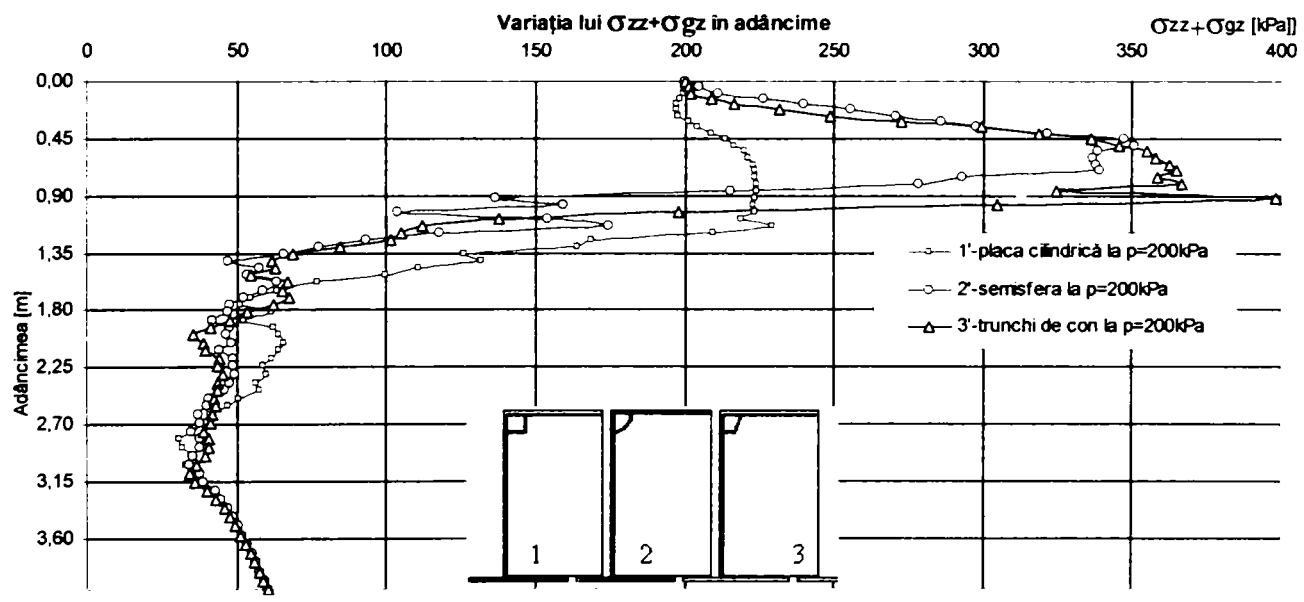


Fig. 5.35. Variația în adâncime a eforturilor verticale $\sigma_{zz} + \sigma_{gz}$ în axul fundațiilor realizate în gropi săpate în pământuri necoezive pentru treapta de încărcare $p = 200 \text{ kPa}$.

În figurile 5.34, 5.35, 5.36 și 5.37 sunt prezentate diagrame de variație în adâncime a eforturilor verticale $\sigma_{zz} + \sigma_{gz}$ într-o secțiune verticală realizată în axul fiecărei fundații, pentru treptele de încărcare $p = 100 \text{ kPa}$ și $p = 200 \text{ kPa}$, considerându-se terenul de fundare alcătuit din pământ necoeziv (fig. 5.34 și 5.35), respectiv coeziv (fig. 5.36 și 5.37).

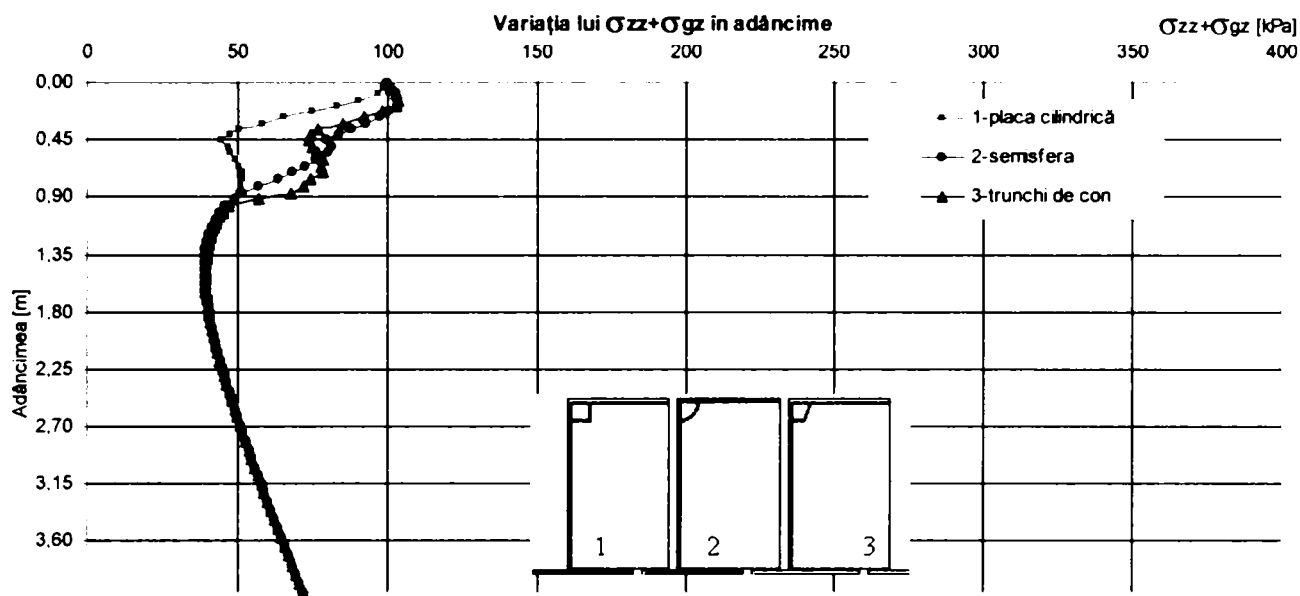


Fig. 5.36. Variația în adâncime a eforturilor verticale $\sigma_{zz} + \sigma_{gz}$ în axul fundațiilor realizate în gropi săpate în pământuri coezive pentru treapta de încărcare $p = 100$ kPa.

Din analiza curbelor de variație a eforturilor verticale $\sigma_{zz} + \sigma_{gz}$ cu adâncimea, prezentate în figurile 5.34 și 5.35, se constată că în cazul elementului semisferă curba de variație a eforturilor verticale $\sigma_{zz} + \sigma_{gz}$ cu adâncimea are o distribuție mai uniformă comparativ cu celelalte elemente.

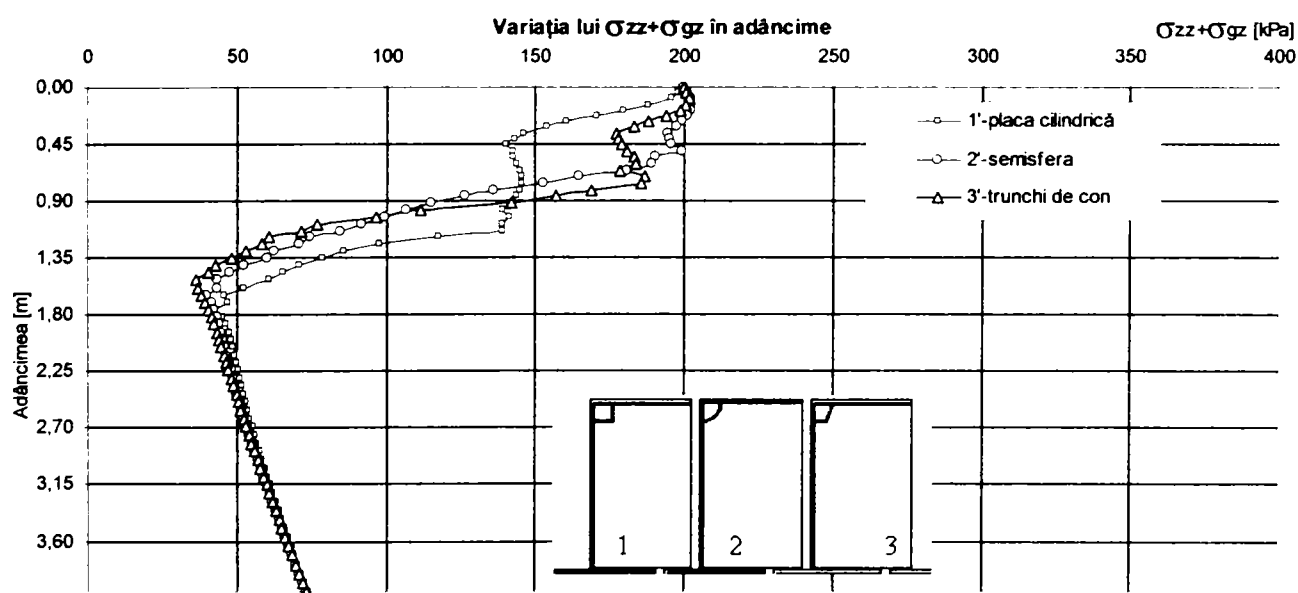


Fig. 5.37. Diagrame de variație în adâncime a eforturilor verticale $\sigma_{zz} + \sigma_{gz}$ în axul fundațiilor realizate în gropi săpate în pământuri coezive pentru treapta de încărcare $p = 200$ kPa.

Studiind cu atenție aceste figuri se poate observa că valorile presiunii pe talpă în axul fundațiilor, în cazul pământului necoziv, sunt mai mari decât p_m , iar în cazul pământului coeziv sunt mai mici decât p_m . Aceasta corespunde cu ceea ce se știe privind distribuția tensiunilor pe talpa fundațiilor rigide prezentată în figura 5.38, iar în ceea ce privește alura diagramei $\sigma_{zz} + \sigma_{gz}$ aceasta corespunde cu ceea ce se cunoaște din teoria elasticității referitor la

variația în adâncime a eforturilor $\sigma_{zz} + \sigma_{gz}$, cu precizarea că salturile bruște în diagrame semnalând punctele în care în pământ au apărut zonele plastice.

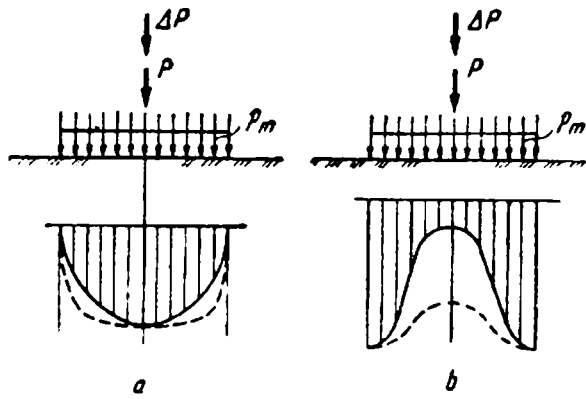


Fig. 5.38. Redistribuirea presiunilor pe suprafața de contact la o fundație rigidă:

- a - în pământ necoeziv;
- b - în pământ coeziv.

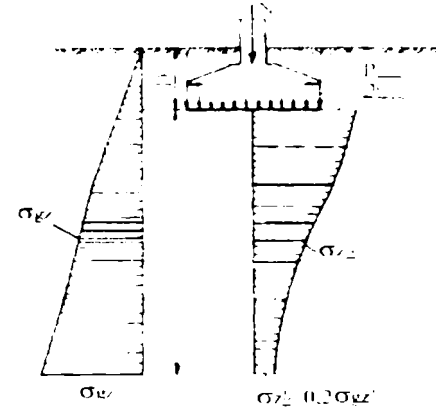


Fig. 5.39. Variația în adâncime a eforturilor verticale σ_{gz} și σ_{zz} .

Diagramele de variație a eforturilor unitare $\sigma_{zz} + \sigma_{gz}$ într-o secțiune orizontală efectuată la -0,45 m de suprafața terenului, adică la nivelul tălpii elementelor de fundare, prezentate în figurile 5.40 ...5.43 arată că efortul unitar $\sigma_{zz} + \sigma_{gz}$ în axul fundației este maxim la elementul având formă de semisferă și minim la placa cilindrică, iar elementul având formă de trunchi de con se situează între acestea două, în timp ce deplasările verticale în același punct (A) sunt minime sub placa cilindrică și maxime sub elementul având formă de trunchi de con, deplasările verticale sub elementul semisferă fiind

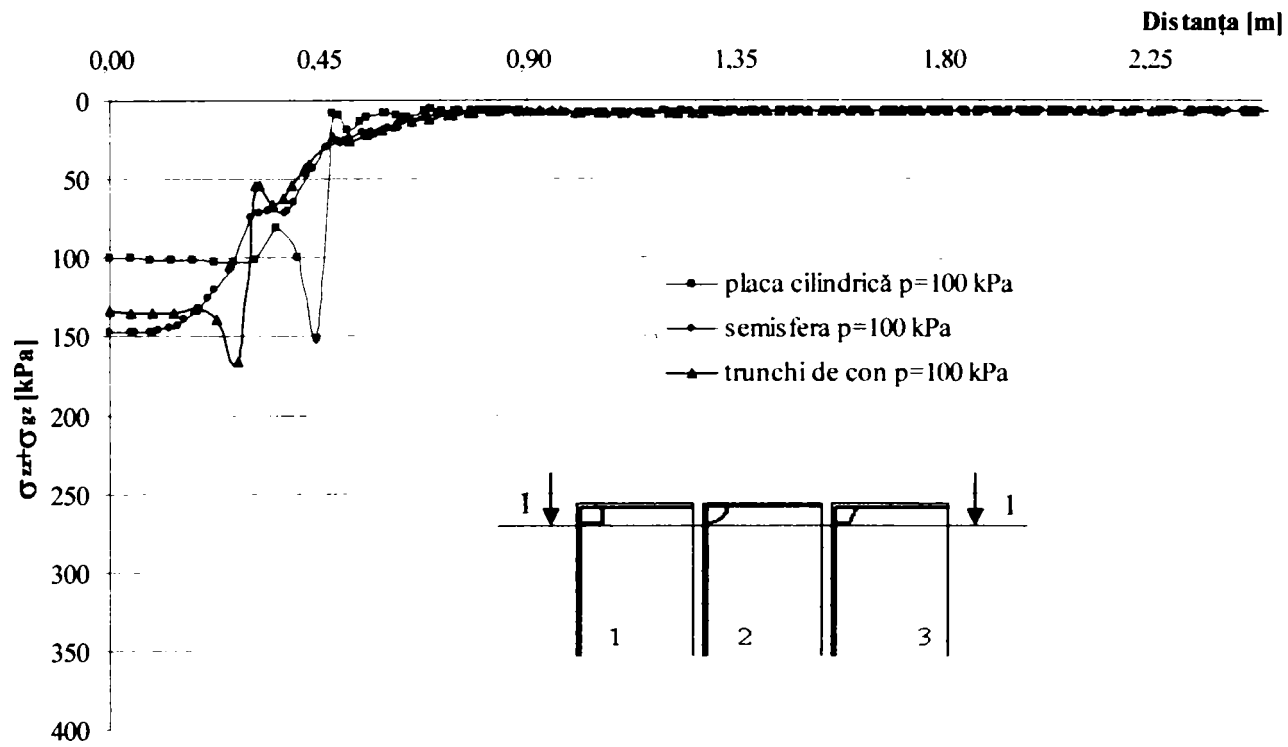


Fig. 5.40. Diagrame de variație a eforturilor verticale $\sigma_{zz} + \sigma_{gz}$ în secțiunile 1-1 ale fundațiilor realizate în gropi săpate în pământuri necoezive pentru treapta de încărcare $p = 100$ kPa.

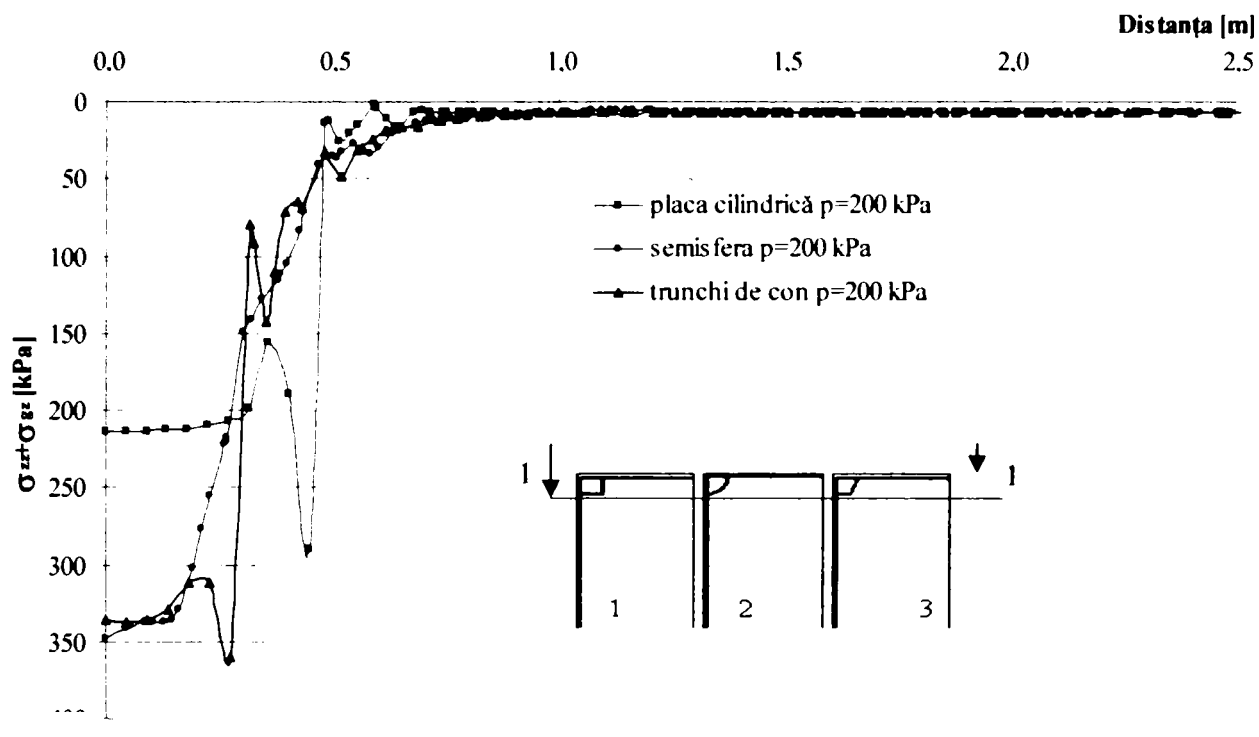


Fig. 5.41. Diagrame de variație a eforturilor verticale $\sigma_{zz} + \sigma_{gz}$ în secțiunile 1-1 ale fundațiilor realizate în gropi săpate în pământuri necoezive pentru treapta de încărcare $p = 200$ kPa.

între celelalte două. Ca urmare a celor prezentate anterior rezultă că la fundația având formă de semisferă în punctul A deplasarea verticală este mai mică decât la elementul trunchi de con, în timp ce eforturile $\sigma_{zz} + \sigma_{gz}$ sunt mai mari. Acest lucru este posibil datorită unei distribuții mai uniforme a eforturilor σ_{zz} în terenul de fundare de sub elementului semisferic comparativ cu trunchiul de con.

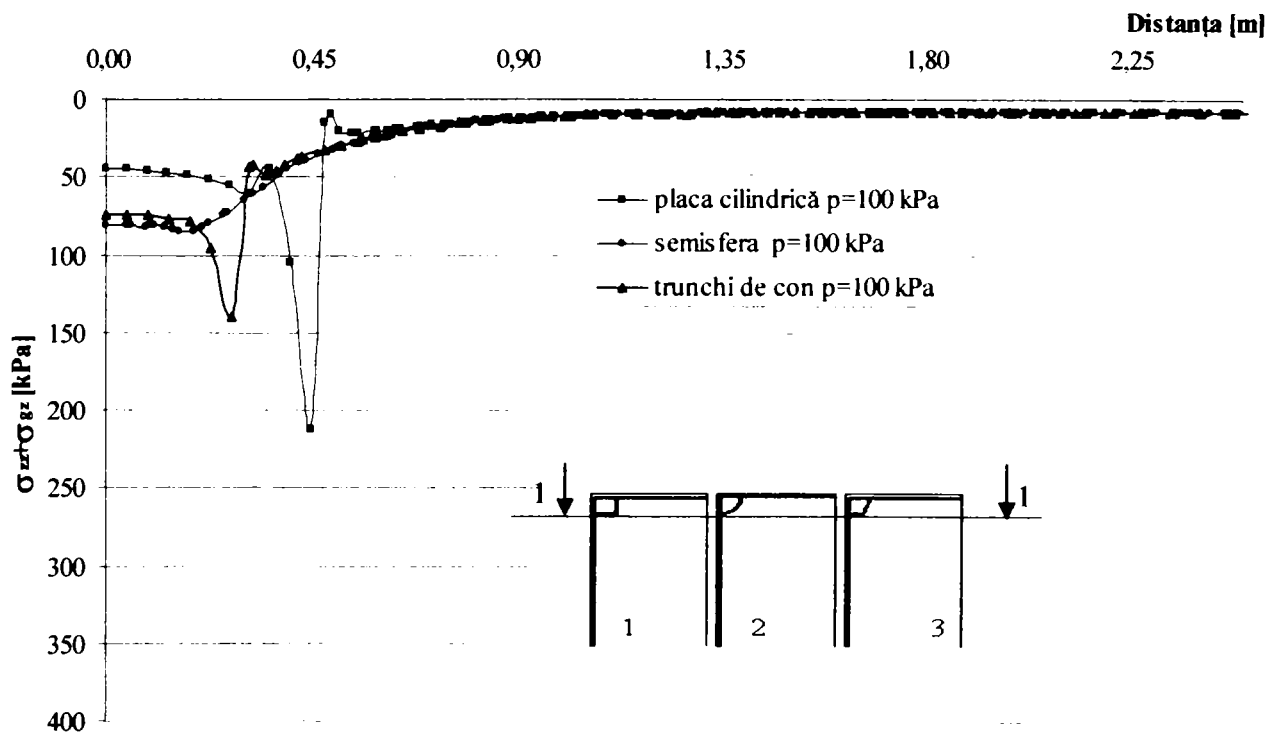


Fig. 5.42. Diagrame de variație a eforturilor verticale $\sigma_{zz} + \sigma_{gz}$ în secțiunile 1-1 ale fundațiilor realizate în gropi săpate în pământuri coezive pentru treapta de încărcare $p = 100$ kPa.

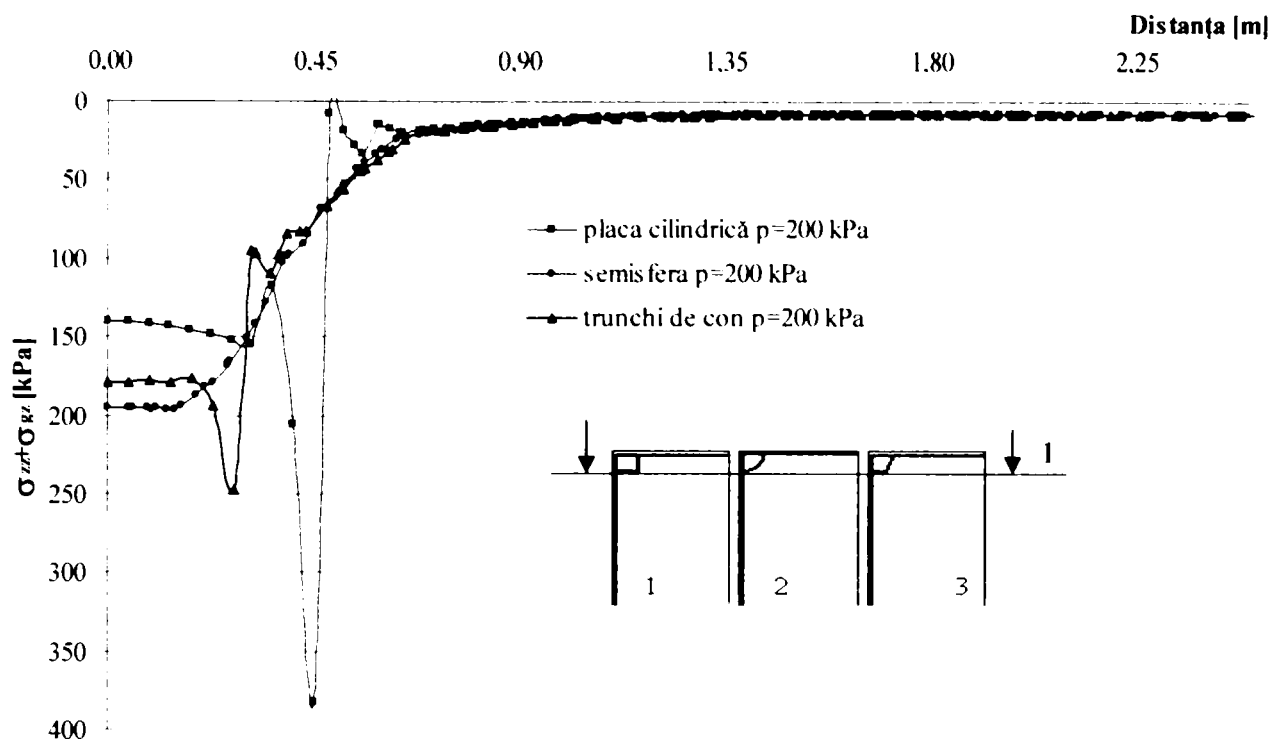


Fig. 5.43. Diagrame de variație a eforturilor verticale $\sigma_{zz} + \sigma_{gz}$ în secțiunile 1-1 ale fundațiilor realizate în gropi săpate în pământuri coezive pentru treapta de încărcare $p = 200$ kPa.

Din aceste diagrame se poate observa că distribuția presiunilor sub talpă prezintă concentrări mari de eforturi la colțurile tăpii inferioare a elementelor placă cilindrică și trunchi de con în timp ce la elementul semisferă aceste concentrări nu mai apar, la acesta trecerea de la valori minime la valori maxime făcându-se uniform. Valorile maxime ale eforturilor sub elementul semisferă se înregistrează în axa de simetrie a fundației unde așa cum s-a arătat anterior tasările sunt mai mici decât cele ale trunchiului de con, aceasta fiind rezultatul unei conlucrări mai bune a elementul având formă de semisferă cu terenul de fundare.

În figurile 5.44...5.55 sunt reprezentate izobarele (curbele de egală valoare) pentru eforturile σ_{zz} , σ_{rr} , σ_{tt} și τ_{rz} sub treapta de încărcare $p = 100$ kPa, studiul fiind realizat pentru un teren de fundare alcătuit din pământ necoeziv. Caracteristica unei izobare este faptul că punctele situate în interiorul ei au eforturi mai mari decât cel corespunzător izobarei, iar punctele situate în exteriorul acesteia vor avea eforturi mai mici.

Studiul izobarelor eforturilor σ_{zz} , σ_{rr} , σ_{tt} și τ_{rz} este important, de exemplu cunoașterea izobarelor σ_{zz} permite aprecierea adâncimii până la care se resimte efectul încărcărilor exterioare. În aprecierea izobarelor reprezentate în figurile 5.44...5.55 trebuie să se aibă în vedere că aceste eforturi au în componența lor și efectul din greutatea proprie a materialelor considerate, datorită faptului că, acest calcul a fost efectuat în două etape și anume: în prima etapă s-a făcut un calcul din încărcarea dată de greutatea proprie a materialelor iar rezultatele obținute au fost stocate într-un fișier după

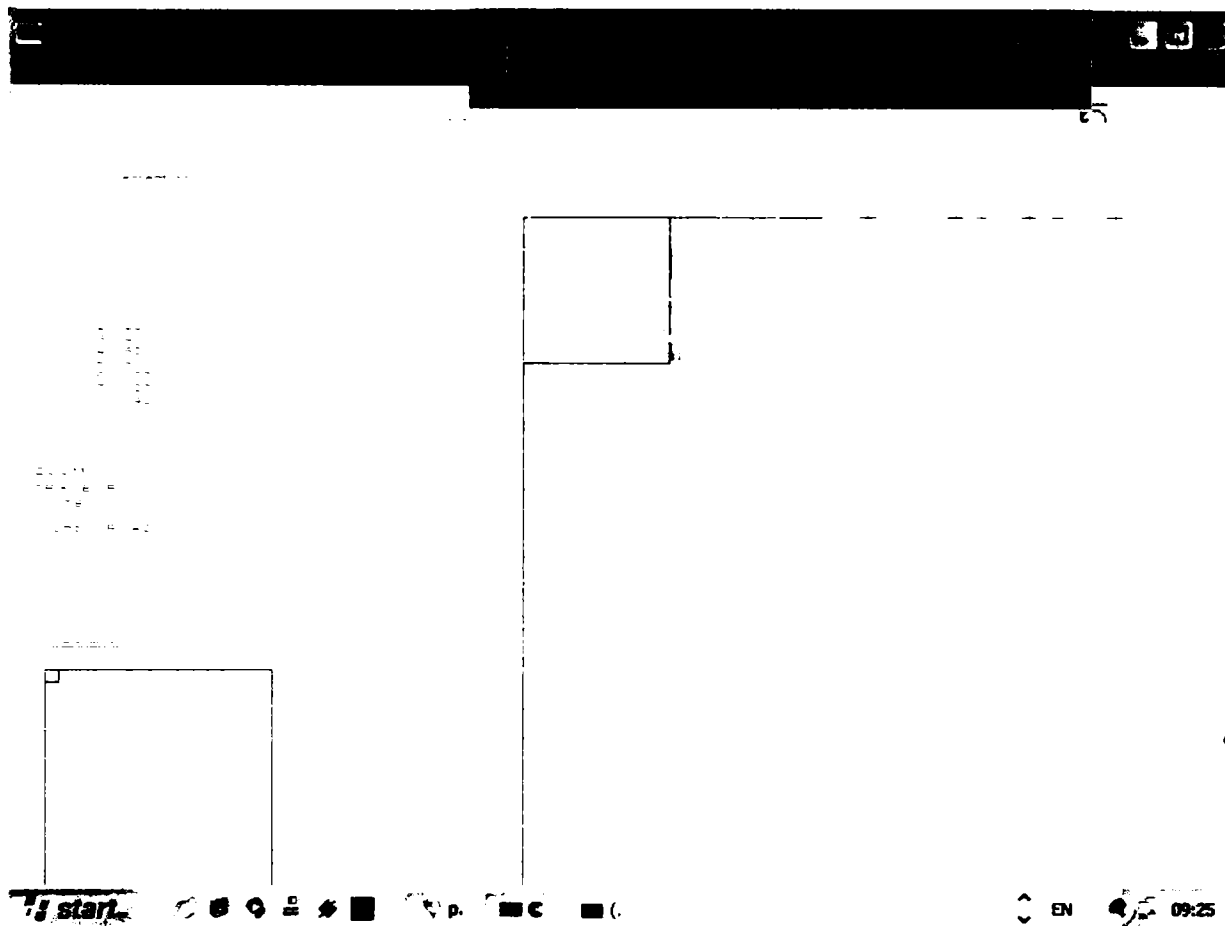


Fig. 5.44. Reprezentarea curbelor de egală valoare ale eforturilor σ_{zz} , pentru treapta de încărcare $p = 100$ kPa.

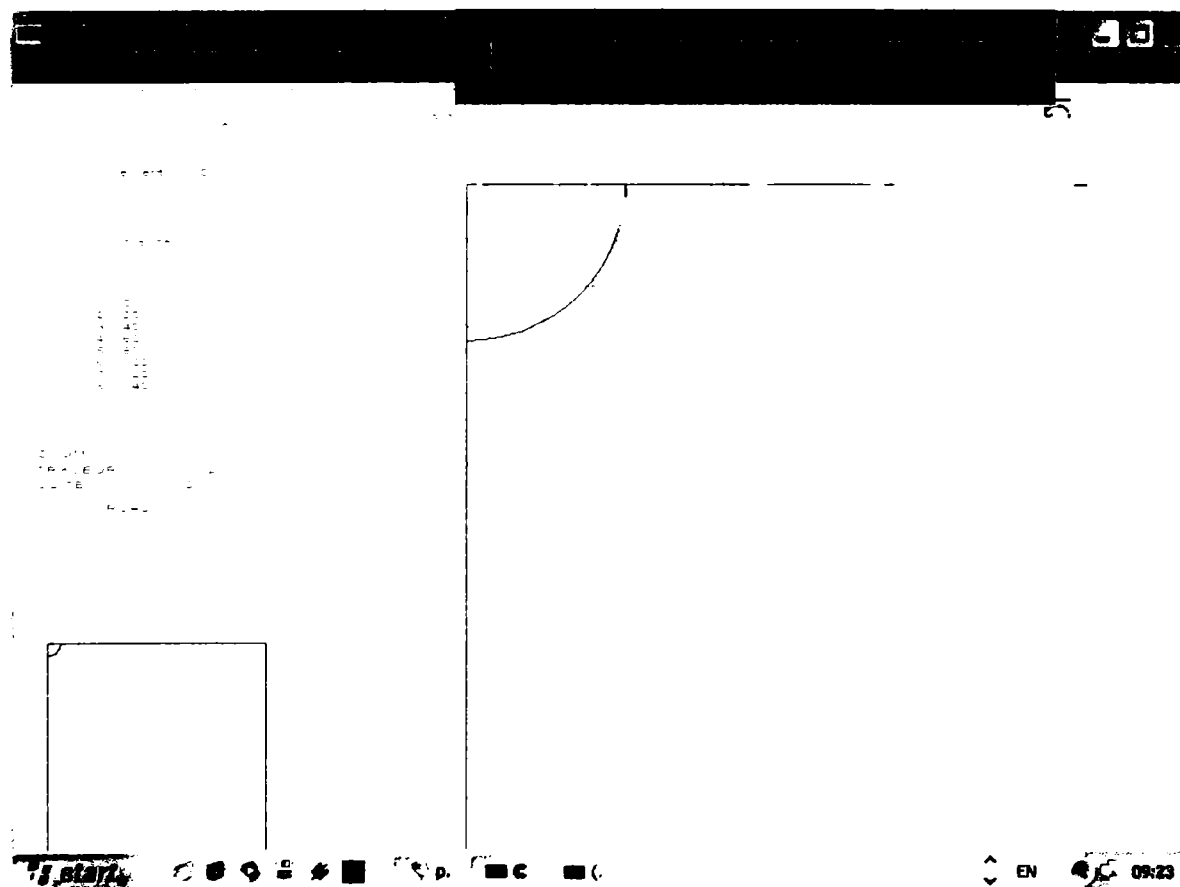


Fig. 5.45. Reprezentarea curbelor de egală valoare ale eforturilor σ_{zz} , pentru treapta de încărcare $p = 100$ kPa.

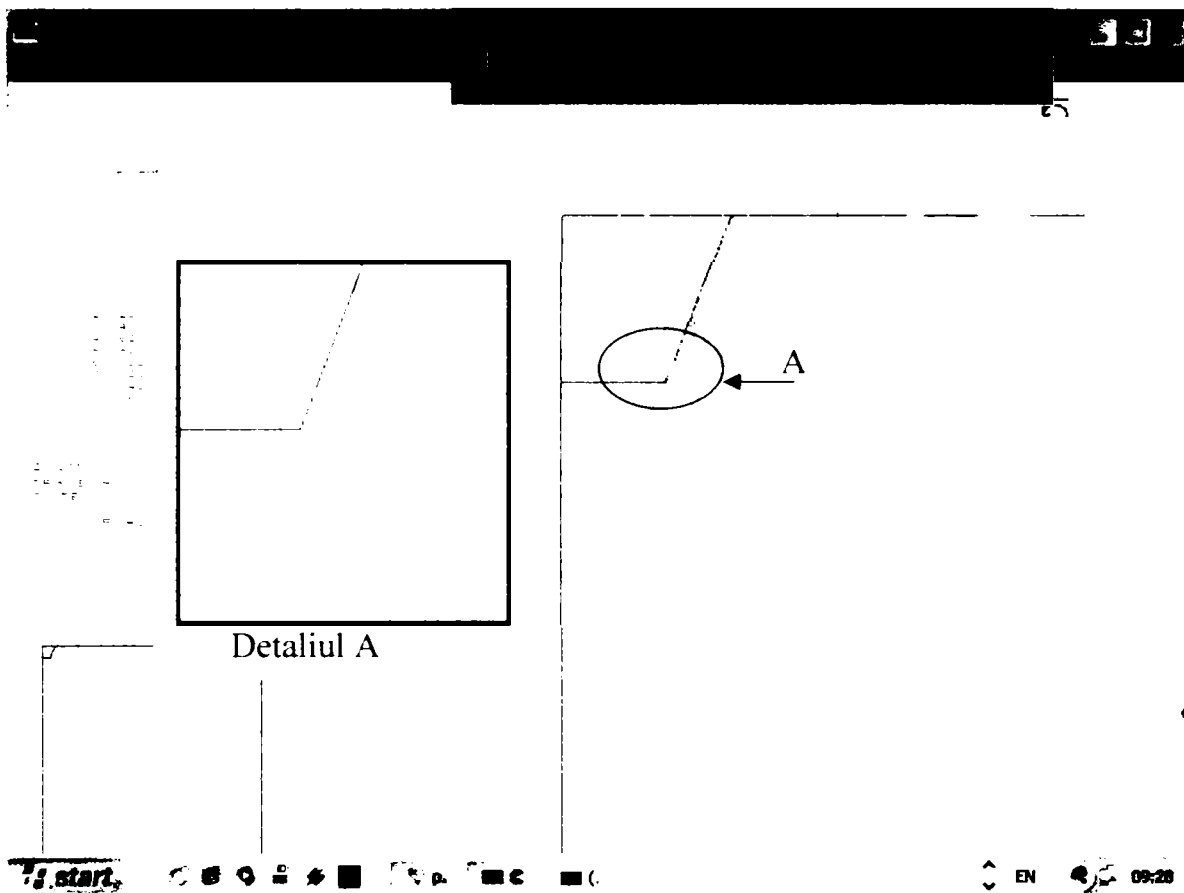


Fig. 5.46. Reprezentarea curbelor de egală valoare ale eforturilor σ_{zz} , pentru treapta de încărcare $p = 100$ kPa.

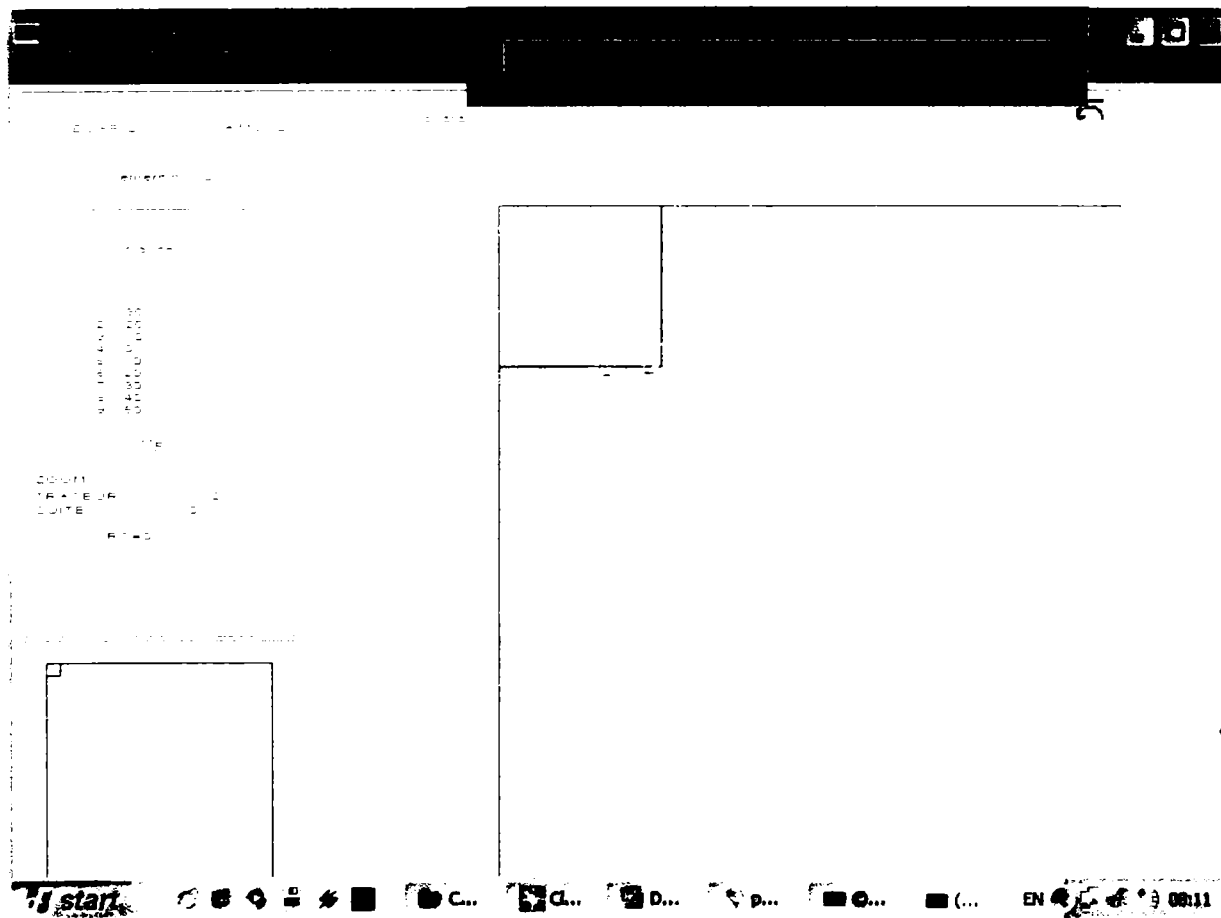


Fig. 5.47. Reprezentarea curbelor de egală valoare ale eforturilor σ_{rr} , pentru treapta de încărcare $p = 100$ kPa.

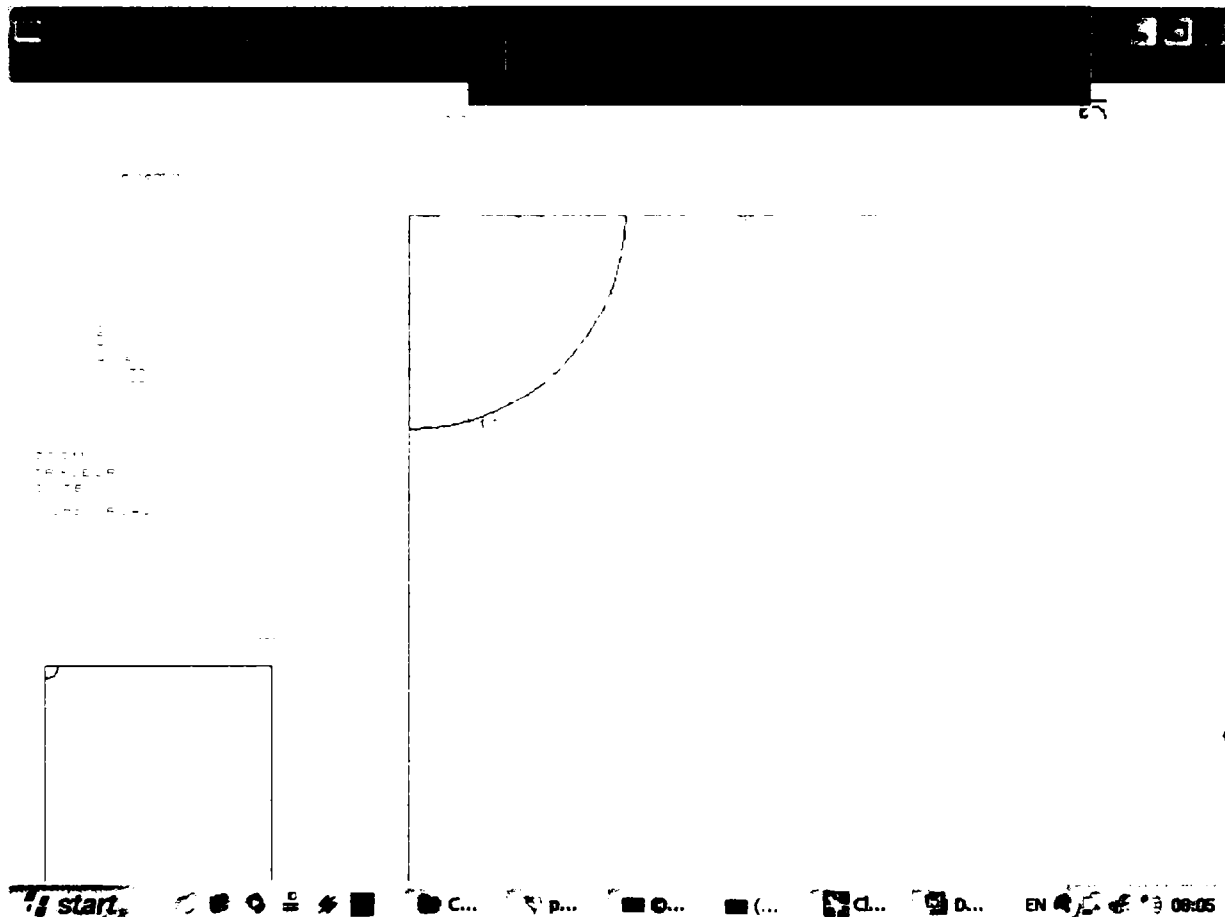


Fig. 5.48. Reprezentarea curbelor de egală valoare ale eforturilor σ_{π} , pentru treapta de încărcare $p = 100$ kPa.

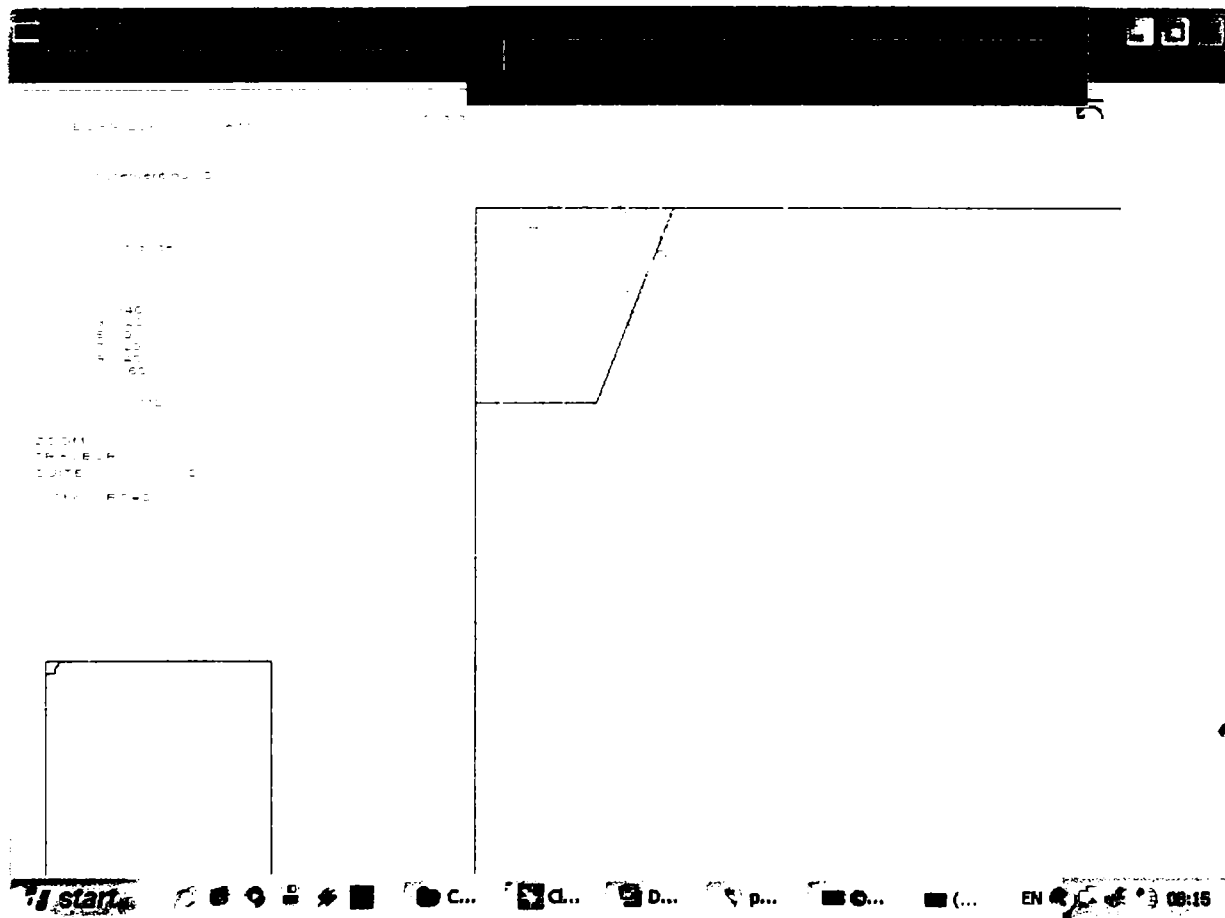


Fig. 5.49. Reprezentarea curbelor de egală valoare ale eforturilor σ_{π} , pentru treapta de încărcare $p = 100$ kPa.

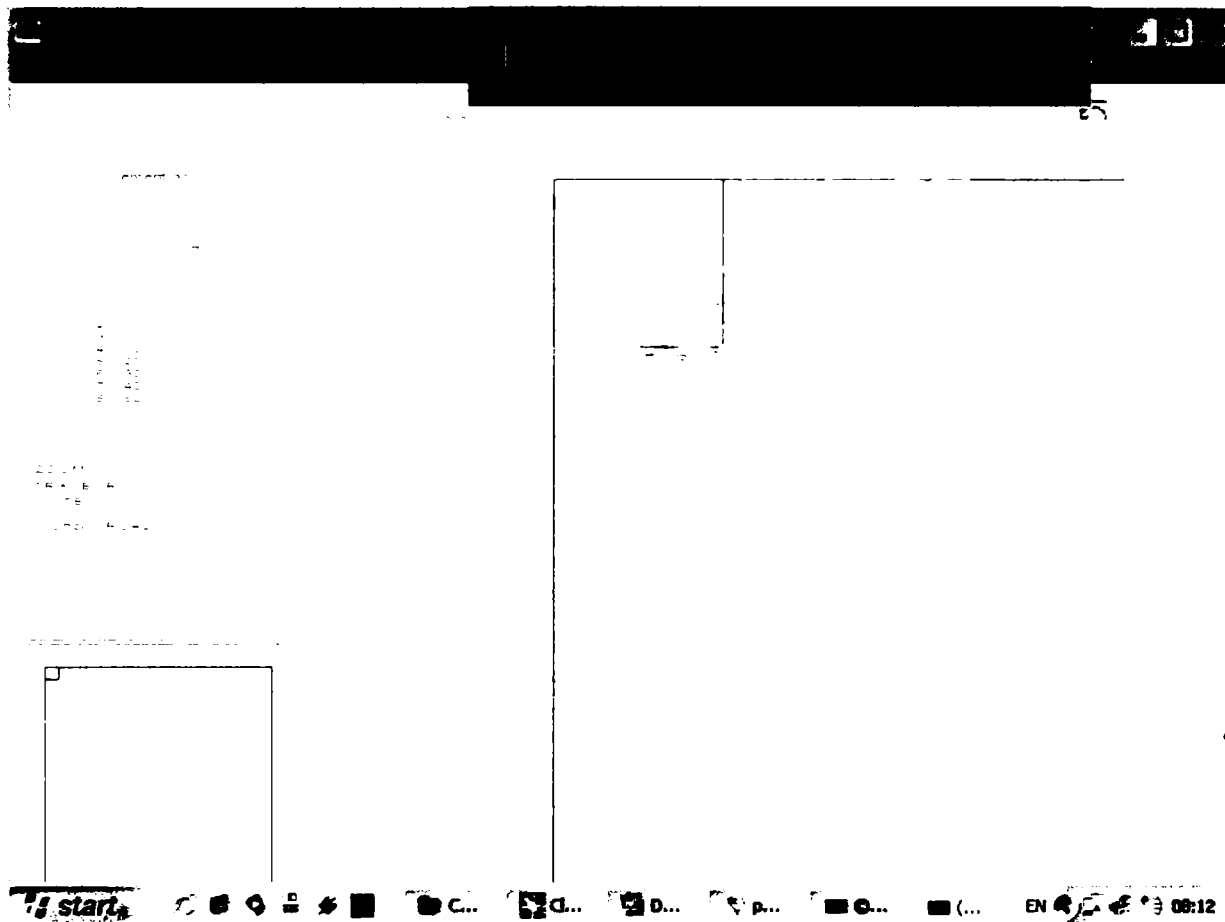


Fig. 5.50. Reprezentarea curbelor de egală valoare ale eforturilor σ_{tt} , pentru treapta de încărcare $p = 100$ kPa.

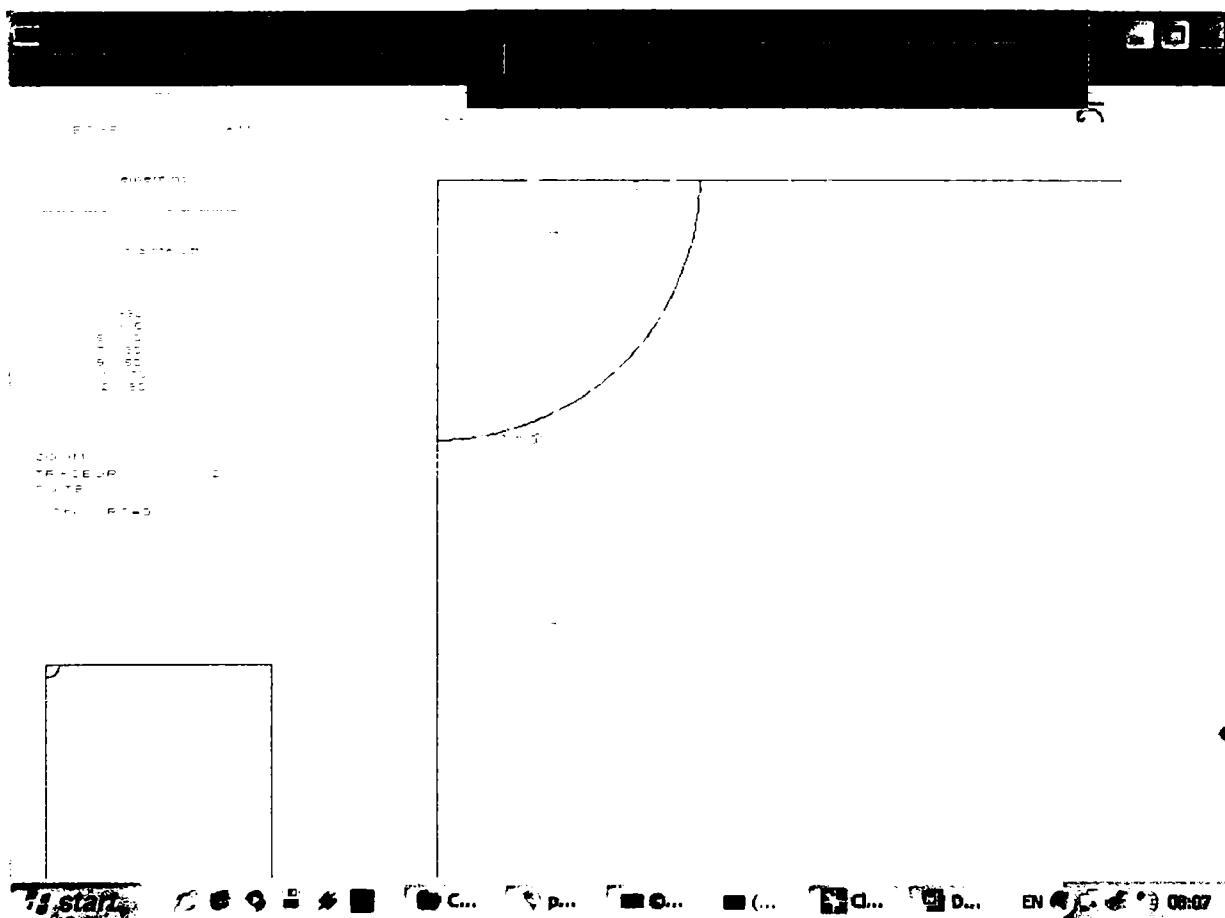


Fig. 5.51. Reprezentarea curbelor de egală valoare ale eforturilor σ_{tt} , pentru treapta de încărcare $p = 100$ kPa.

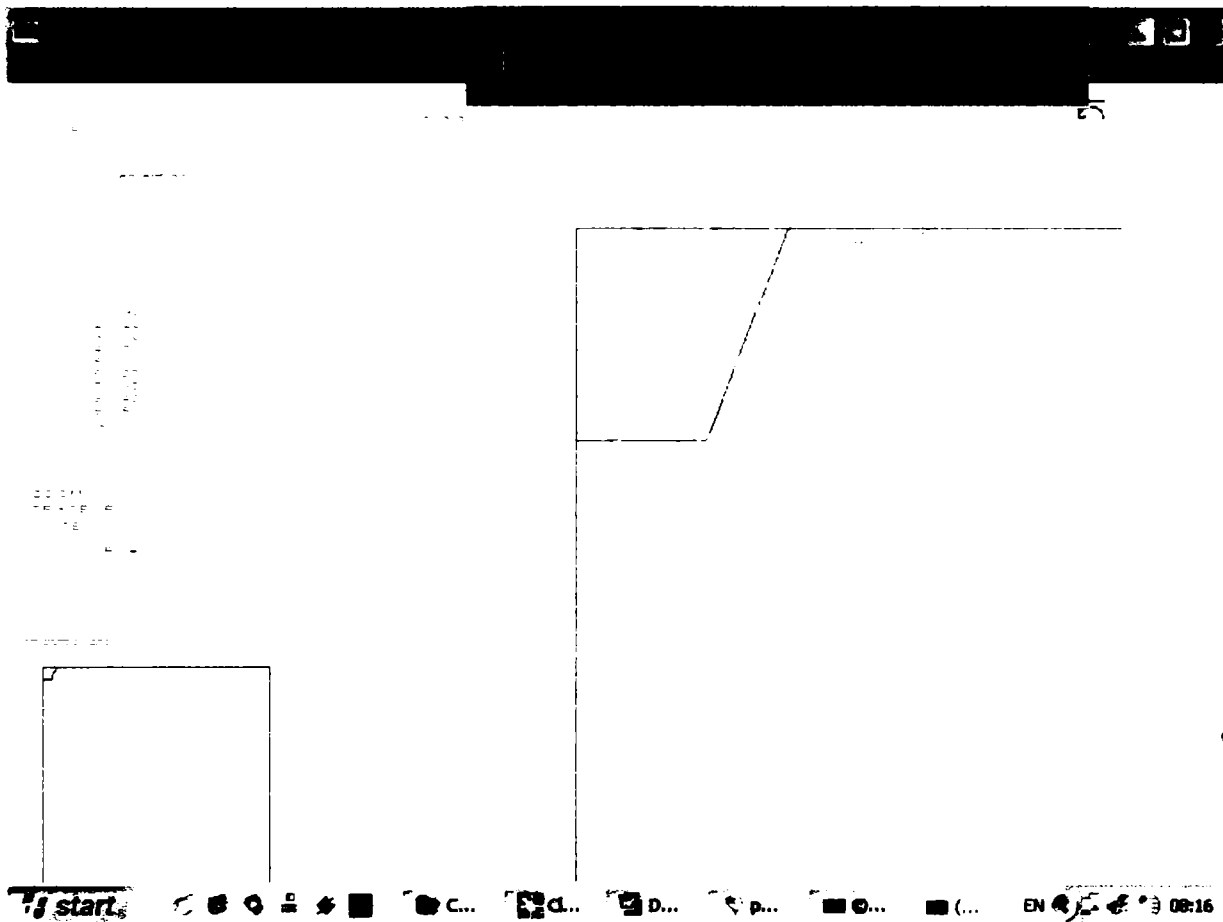


Fig. 5.52. Reprezentarea curbelor de egală valoare ale eforturilor σ_{tt} , pentru treapta de încărcare $p = 100$ kPa.

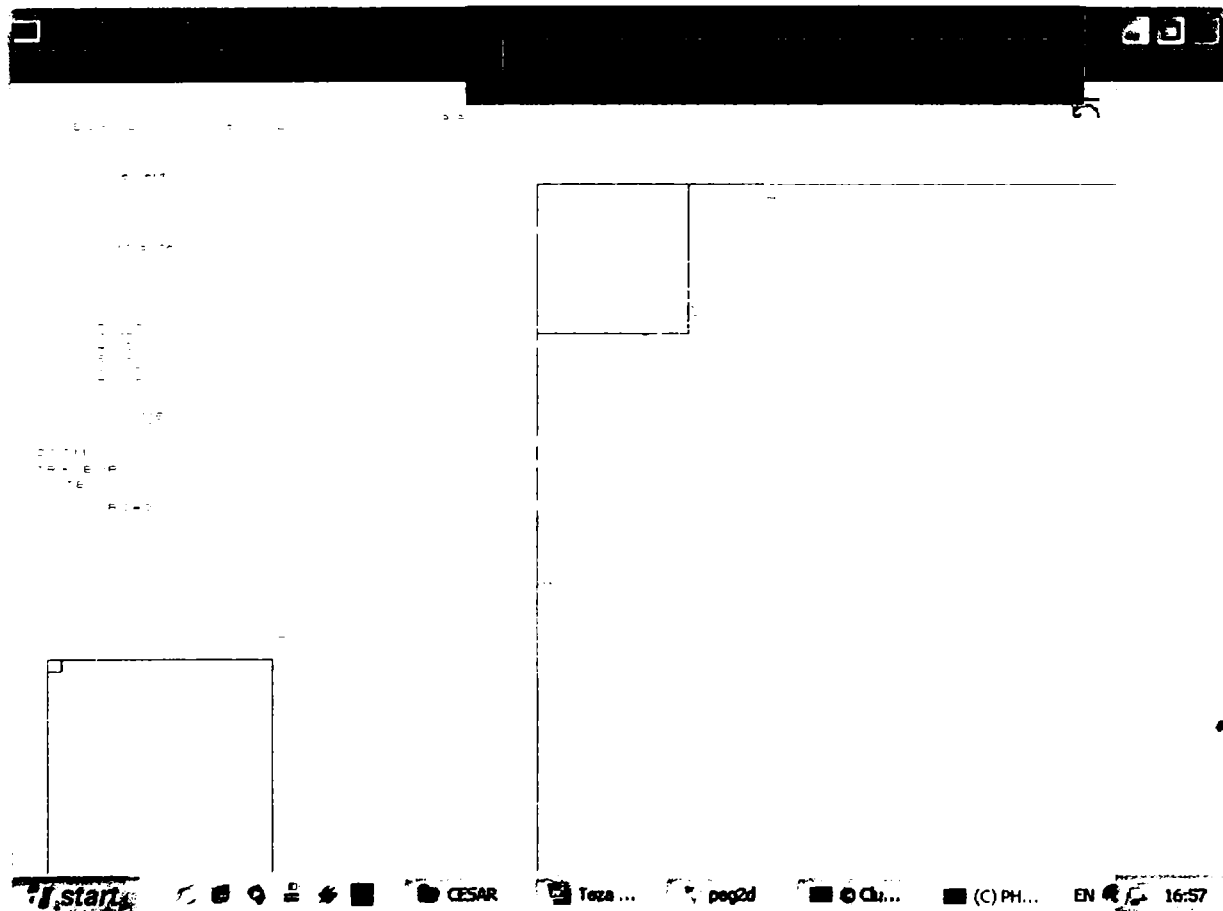


Fig. 5.53. Reprezentarea curbelor de egală valoare ale eforturilor τ_{tz} , pentru treapta de încărcare $p = 100$ kPa.

UNIVERSITATEA 158
TIMIȘOARA

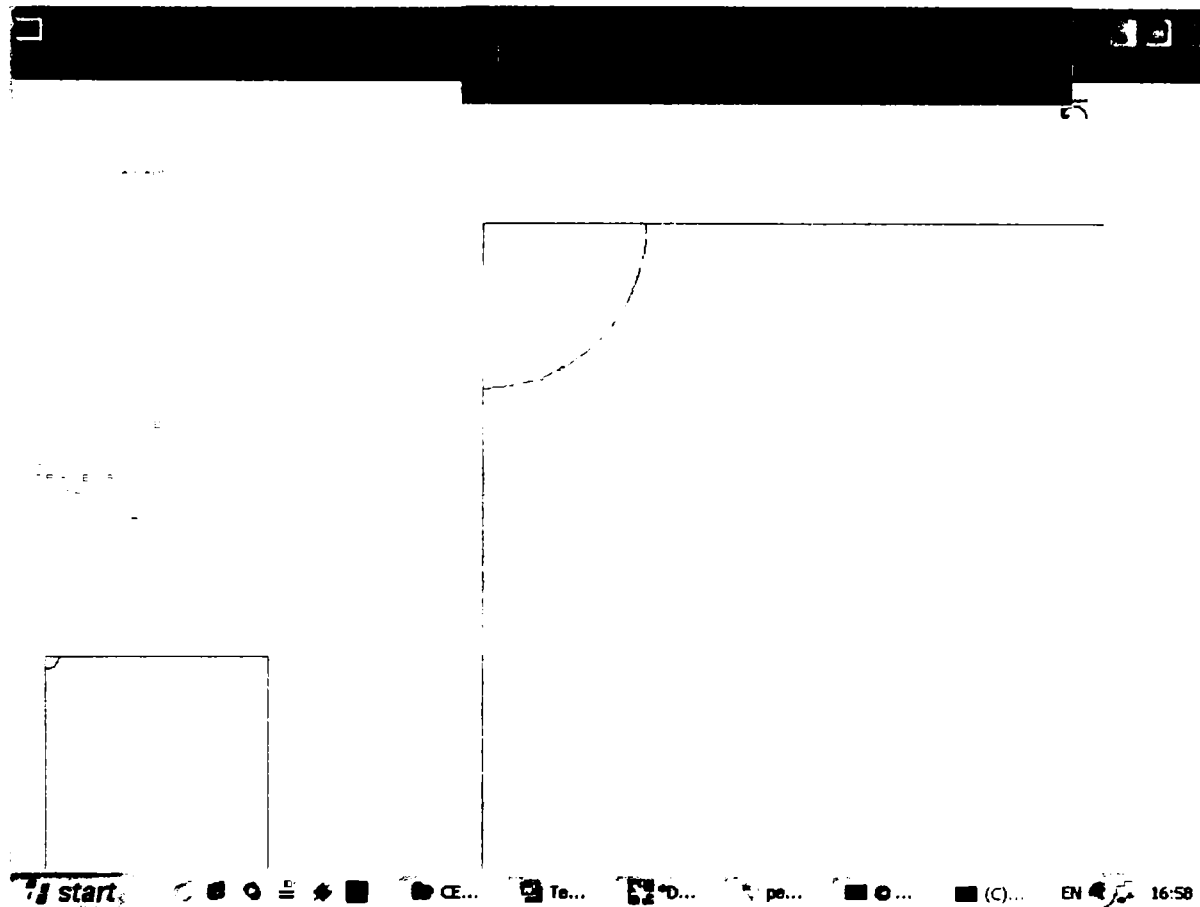


Fig. 5.54. Reprezentarea curbelor de egală valoare ale eforturilor τ_{rz} , pentru treapta de încărcare $p = 100$ kPa.

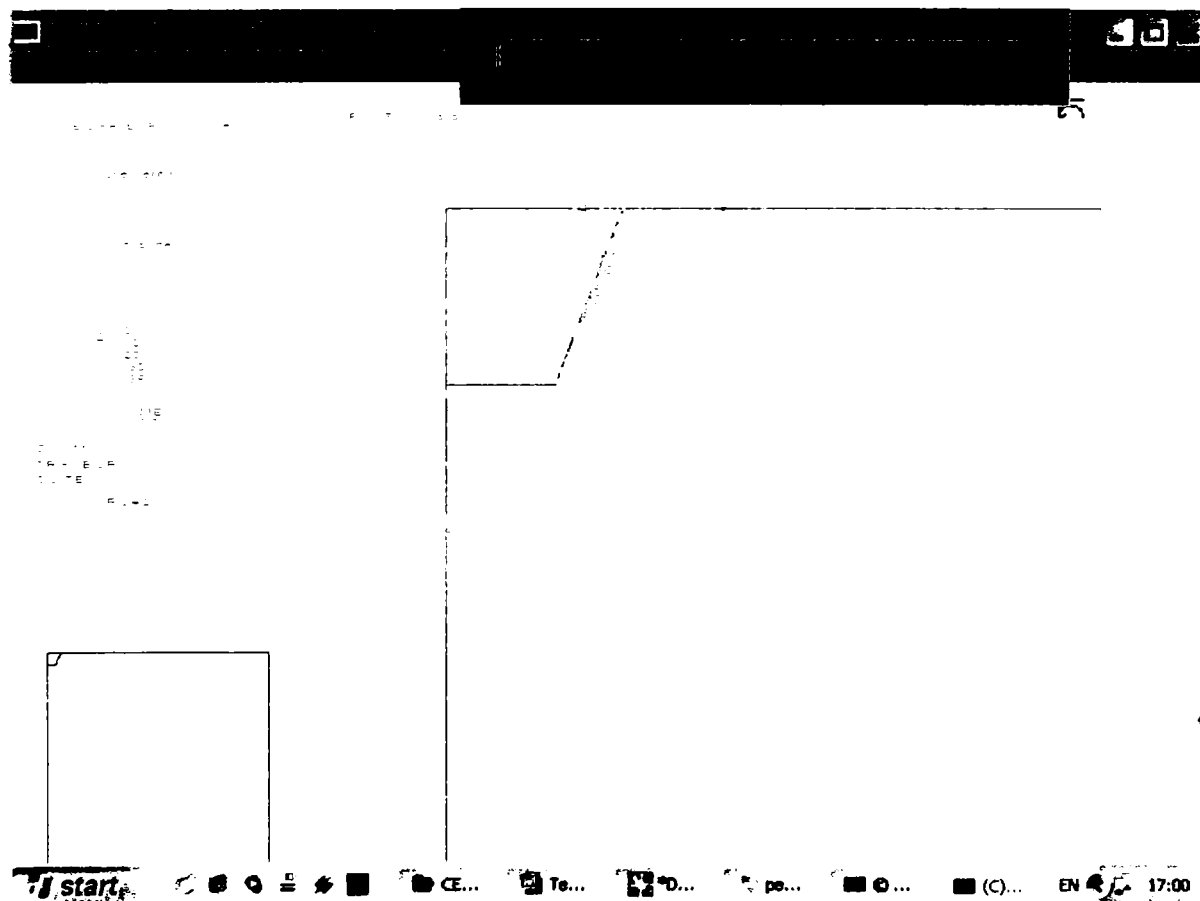


Fig. 5.55. Reprezentarea curbelor de egală valoare ale eforturilor τ_{rz} , pentru treapta de încărcare $p = 100$ kPa.

ce în prealabil s-au anulat toate deplasările nodurilor, ulterior acest fișier a fost folosit ca fișier de inițializare pentru etapa a doua, etapă în care s-a realizat calculul propriu-zis din încărcarea uniform distribuită pe elementele de fundare alese pentru studiu. Studiind comparativ aceste diagrame se poate remarca că distribuția presiunilor în spațiu este mult mai uniformă la elementul semisferă față de cea de la elementul trunchi de con cu atât mai mult față de distribuția presiunilor sub elementul placă cilindrică.

În figura 5.56 sunt reprezentate extinderile zonelor plastice (ce apar ca urmare a creșterii încărcărilor ce acționează asupra fundațiilor) în terenul de fundare, pentru elementele de fundare studiate, sub aceeași treaptă de încărcare.

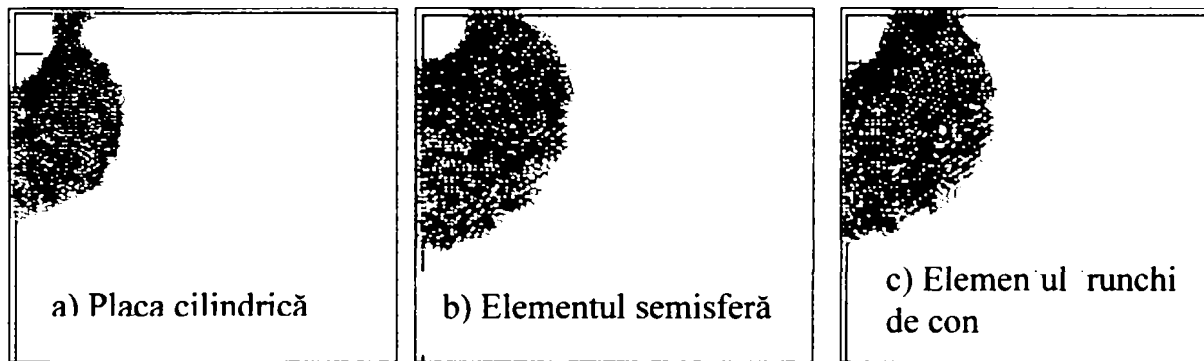


Fig. 5.56. Extinderea zonelor plastice în pământul din jurul elementelor de fundare.

Urmărind dezvoltarea zonelor plastice din figura 5.56 se observă că în cazul realizării gropilor de fundații prin săpare cea mai bună comportare o are placa cilindrică deoarece sub aceasta există încă o zonă în care nu au apărut elemente finite plasticizate.

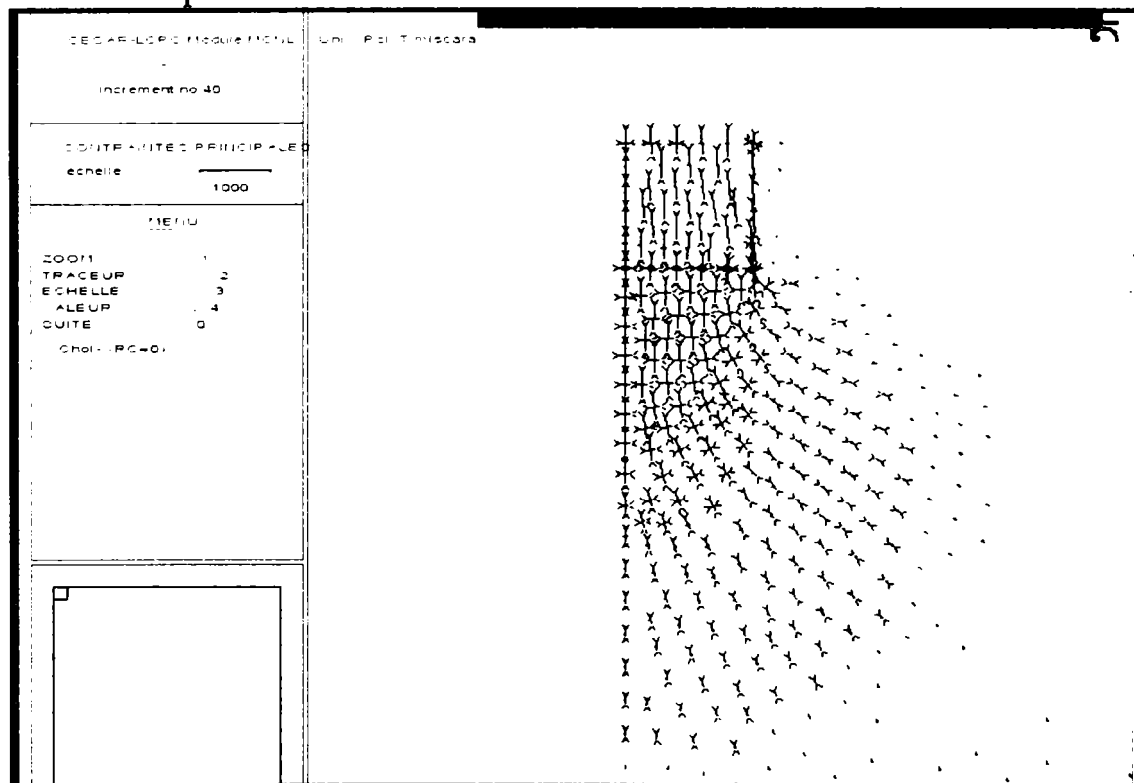


Fig. 5.57. Distribuția eforturilor unitare principale σ_1 și σ_2 pentru placa cilindrică realizată în groapă săpată ($p = 400$ kPa).

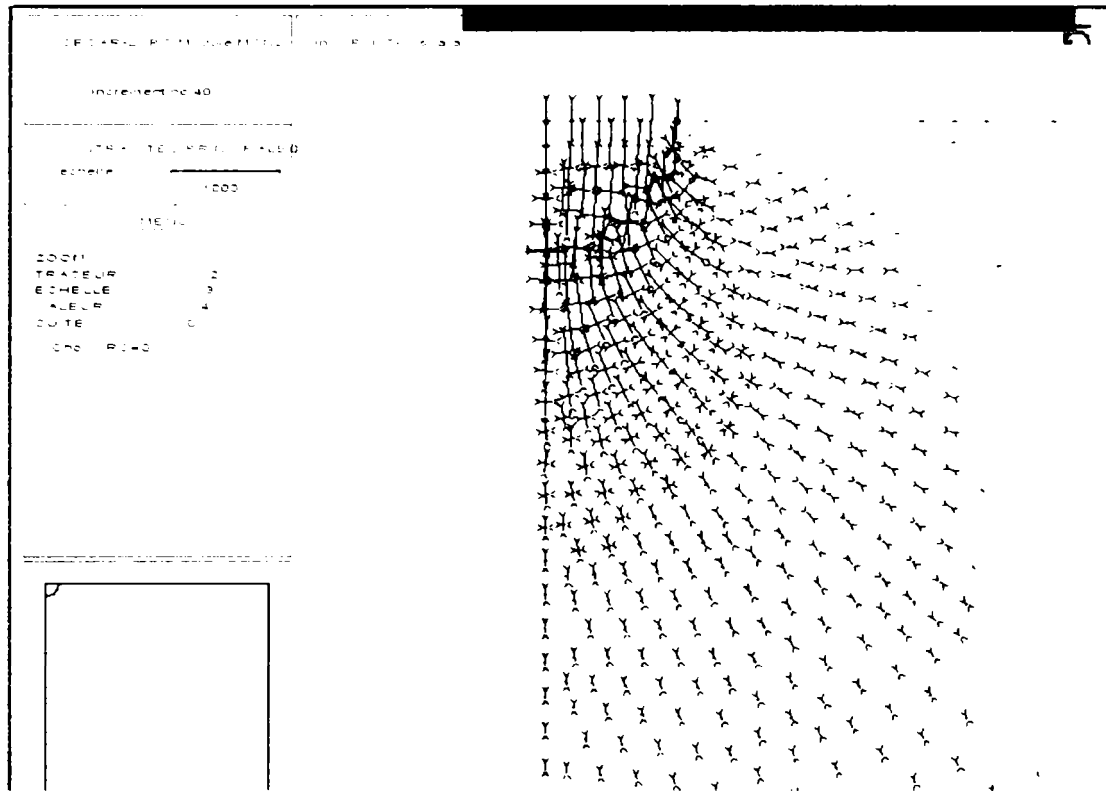


Fig. 5.58. Distribuția eforturilor unitare principale σ_1 și σ_2 pentru elementul având formă de semisferă realizat în groapă săpată ($p = 400$ kPa).

În ceea ce privește distribuția eforturilor principale σ_1 și σ_2 în teren, la placa cilindrică și la elementele având formă de semisferă și trunchi de con, prezentată în figurile 5.57...5.59, se constată o concentrare a eforturilor în elementele de fundare și în zonele învecinate, unde avem rigiditățile cele mai mari.

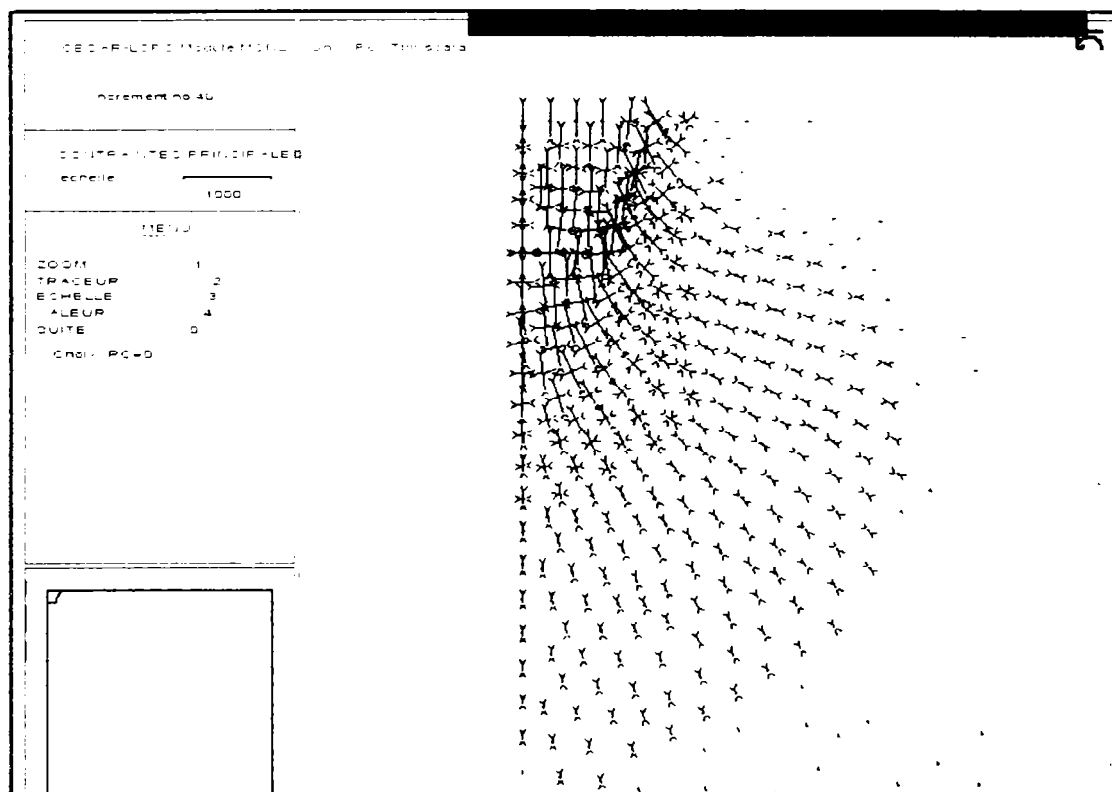


Fig. 5.59. Distribuția eforturilor unitare principale σ_1 și σ_2 pentru elementul având formă de trunchi de con realizat în groapă săpată ($p = 400$ kPa).

5.5. Concluzii

Din analiza datelor prezentate se desprind următoarele concluzii:

- distribuția eforturilor în teren, la elementul de fundare având formă de semisferă, este mult mai uniformă față de cea de la elementul în formă de trunchi de con în toate variantele analizate;

- conlucrarea dintre teren și elementul de fundare este mai bună la cel în formă de semisferă;

- la elementul de fundare în formă de trunchi de con apare o concentrare mai mare a eforturilor unitare verticale în zona marginală a bazei;

- deplasările pe verticală, sub acțiunea aceleiași încărcări, ale elementului de fundare în formă de semisferă sunt mai mici decât cele de la elementul de fundare în formă de trunchi de con, pentru toate cele trei variante de realizare a gropii de fundare;

- ca urmare a reducerii proprietăților de deformabilitate ale terenului de fundare, prin utilizarea fundațiilor în gropi ștanțate, acestea se caracterizează printr-o capacitate portantă ridicată, în condițiile unor dimensiuni în plan reduse ale acestor elemente. Această capacitate portantă ridicată se datorează zonei de teren îndesat care apare sub baza fundației și în jurul acesteia, ca urmare a procesului de ștanțare. În limitele acestei zone îndesate cresc rezistențele mecanice ale terenului și se îmbunătățesc proprietățile de deformabilitate ale acestuia.

- în cazul în care la realizarea gropilor de fundații prin ștanțare se utilizează suplimentar materialul de adaos (balast sau piatră spartă) pentru realizarea unui bulb la baza gropilor ștanțate, din studiul efectuat s-a observat că în ambele variante (semisferă sau trunchi de con) capacitatea portantă a elementelor de fundare a crescut considerabil față de varianta cu fundația placa cilindrică în groapă săpată sau față de variantele cu elemente prefabricate de formă specială realizate în gropi ștanțate;

- dintre cele două elemente prefabricate de forme speciale studiate elementul semisferă a avut comportarea cea mai bună.

Cap. 6 CERCETĂRI EXPERIMENTALE PE MODELE DE FUNDAȚII REALIZATE ÎN GROPI ȘTANȚATE

Pământurile ce intră în componența terenului de fundare se clasifică în funcție de caracteristicile lor fizico-mecanice în pământuri bune ca teren de fundare, unde se aplică soluțiile clasice de fundare și respectiv pământuri dificile ca terenuri de fundare, care trebuie îmbunătățite, deoarece în cazul, utilizării soluțiilor clasice de fundare a construcțiilor pe terenuri slabe, crește costul lucrărilor de infrastructură. O soluție de fundare care s-a dovedit eficientă, în astfel de situații, atât tehnic cât și economic, o constituie executarea fundațiilor în gropi ștanțate, cu sau fără bulb realizat din materiale granulare având rezistențe mecanice superioare (piatră spartă, balast etc).

În cazul utilizării unor astfel de fundații realizate în gropi ștanțate, creșterea capacității portante a terenului de fundare se datorează zonei de pământ îndesat (cu caracteristici fizico-mecanice îmbunătățite), ce apare în jurul fundației ca urmare a realizării gropii prin procedeul de ștanțare.

6.1. Scopul cercetărilor experimentale

Ștanțarea este o operație prin care groapa de fundație se realizează printr-un proces de îndesare a terenului în adâncime și în lateral și ca urmare, în jurul fundației se formează o zonă de pământ îndesat în limitele căreia se îmbunătățesc caracteristicile de compresibilitate ale pământului și crește rezistența la forfecare a acestuia, obținându-se în final creșterea capacității portante a elementului de fundare. Cercetările experimentale efectuate în acest domeniu de către diverși autori [2, 50, 82, 106] au demonstrat că soluțiile de realizare a unor fundații în gropi ștanțate prezintă importante avantaje tehnico economice în raport cu soluțiile clasice de fundare aplicabile în condiții similare de teren. Aceste avantaje constau în reducerea adâncimii de fundare, reducerea dimensiunilor în plan ale fundațiilor și transmiterea unor încărcări sensibil mai mari decât cele transmise prin fundații clasice.

În cadrul acestui capitol sunt prezentate rezultatele încercărilor experimentale efectuate de către doctorand, pornind de la considerentul că elementele de fundare realizate în gropi ștanțate pot fi folosite și ca elemente de îmbunătățire a terenului de fundare.

Încercările experimentale efectuate au urmărit următoarele aspecte:

- studierea fenomenelor ce însoțesc procesul de ștanțare prin utilizarea straturilor de nisip colorat cu scopul scoaterii în evidență a zonei deformate precum și vizualizarea dimensiunilor bulbului din material granular;
- studiul capacității portante a unor fundații de diverse forme realizate în gropi ștanțate și supuse la solicitări verticale de compresiune.

6.2. Aspecte cu privire la încercările experimentale efectuate în scopul evidențierii zonei deformate

Pentru studierea extinderii zonei deformate din terenul de fundare precum și vizualizarea dimensiunilor bulbului din balast, ce apar ca urmare a realizării gropii de fundație prin ștanțare simplă sau ștanțare cu bulb, a fost realizat un model experimental, la o scară de 1 : 4, având formă de sfert de sferă ($D_{\text{model}} = 22,5 \text{ cm}$) prezentat în figura 6.1.

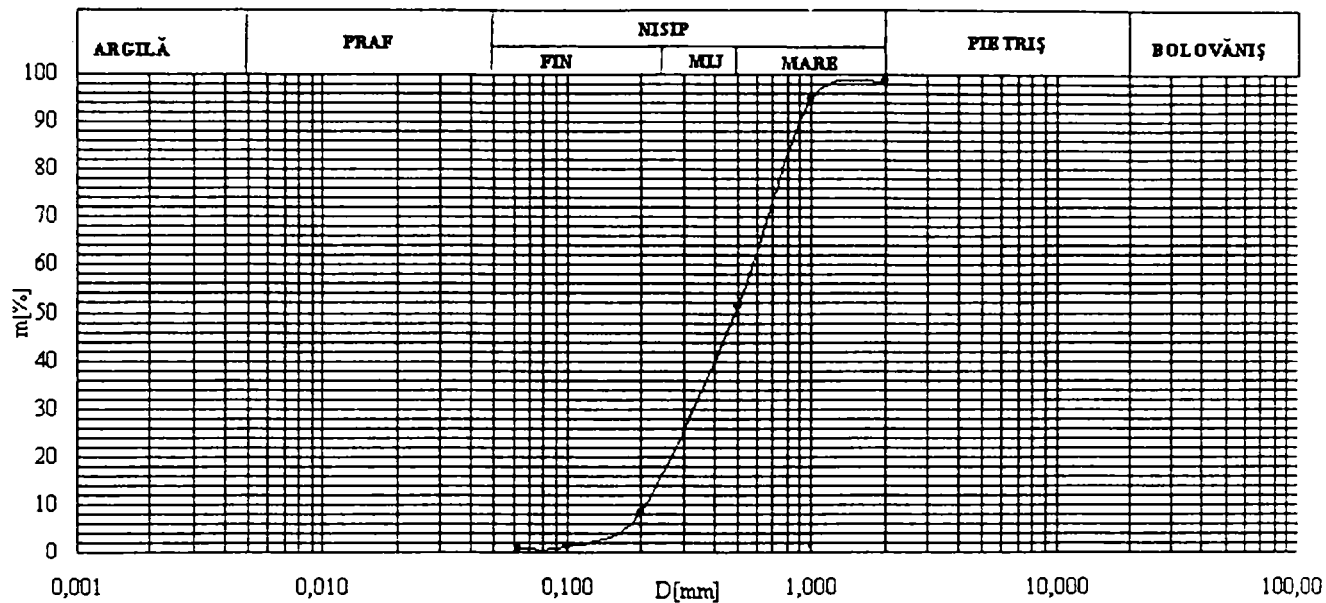
Pentru realizarea acestui model s-a utilizat beton C16/20, similar cu cel folosit la suprastructură, având următorul dozaj la m^3 de beton: sort 0 - 3 mm - 596 kg, sort 3 - 7 mm - 340 kg, sort 7 - 16 mm - 767 kg, ciment 435,5 kg și apă 203,5 l.



Fig. 6.1. Model de fundație având formă de sfert de sferă.

Determinarea rezistenței la compresiune a betonului s-a realizat în cadrul laboratorului de beton, din cadrul Departamentului de Construcții Civile, Industriale și Agricole, pe 5 cuburi cu latura de 14,1 cm, iar rezultatele obținute au indicat o valoare a rezistenței la compresiune medie de 299 daN/cm^2 pentru o vârstă a cuburilor de 28 de zile.

În cadrul încercărilor experimentale efectuate terenul de fundare a fost constituit din nisip mare și mijlociu, a cărei curbă de granulozitate este prezentată în figura 6.2.



pietriș 1 %, nisip mare 47 %, nisip mijlociu 34 %, nisip fin 17 %, praf 1 %

Fig. 6.2. Curba de granulozitate.

Din acest nisip au fost prelevate probe pe care s-au făcut încercări de laborator pentru determinarea densității scheletului mineral și a indicelui porilor în stare de îndesare maximă, respectiv în stare de afânare maximă, cu scopul de a determina ulterior gradul de îndesare al nisipului în care s-au făcut încercările experimentale.

Densitatea scheletului mineral, a nisipului din stand, s-a determinat utilizând metoda picnometrului (s-au realizat două încercări), rezultând următoarea valoare medie:

$$\rho_{\text{smed}} = \frac{2,574 + 2,627}{2} = 2,6 \text{ g/cm}^3.$$

Încercările pentru determinarea lui e_{min} și respectiv e_{max} s-au făcut folosind cilindrul cu guler prelungitor în care materialul a fost adus succesiv în stare de îndesare maximă (respectiv în stare de afânare maximă), relația utilizată în calcul fiind:

$$e_{\text{min}} (\text{max}) = \frac{V_{\text{cilindru}}}{m_{\text{îndesat(afânât)}}} \cdot \rho_{\text{smed}} - 1.$$

Valorile obținute în urma efectuării calculului sunt:

$$e_{\text{min}} = 0,486 \text{ și } e_{\text{max}} = 0,981.$$

Pentru studiul aspectelor legate de dimensiunile zonei de îndesare și ale bulbului din material granular, încercările au fost efectuate într-un stand cu dimensiunile de 100 x 150 x 100 cm (fig.6.3) care are un perete frontal prevăzut cu o porțiune transparentă realizată din plexiglas cu grosime de 16 mm, pe acesta fiind marcat un caroiaj cu rețeaua de 2 x 2 cm.

Încercările

experimentale au fost efectuate în standul umplut cu nisip adus în două stări diferite de îndesare (afânat și îndesare medie).

Pentru evidențierea deformațiilor, în vecinătatea peretelui de plexiglas s-a realizat un strat de nisip colorat cu grosimea de 2 cm, la echidistanța de 6 cm în cazul nisipului aflat în stare afânată, respectiv la echidistanța de 10 cm, pentru nisipul aflat în stare de îndesare medie.



Fig. 6.3. Stand de încercare (vedere de sus).

Verificarea stării de îndesare s-a făcut determinându-se pentru nisipul din stand gradul de îndesare în ambele variante (afânat și îndesare medie), după ce în prealabil s-a determinat și indicele porilor în stare naturală:

- pentru stare afânată: $e = 0,87$ și $I_D = 0,22$;
- pentru stare de îndesare medie: $e = 0,754$ și $I_D = 0,459$.

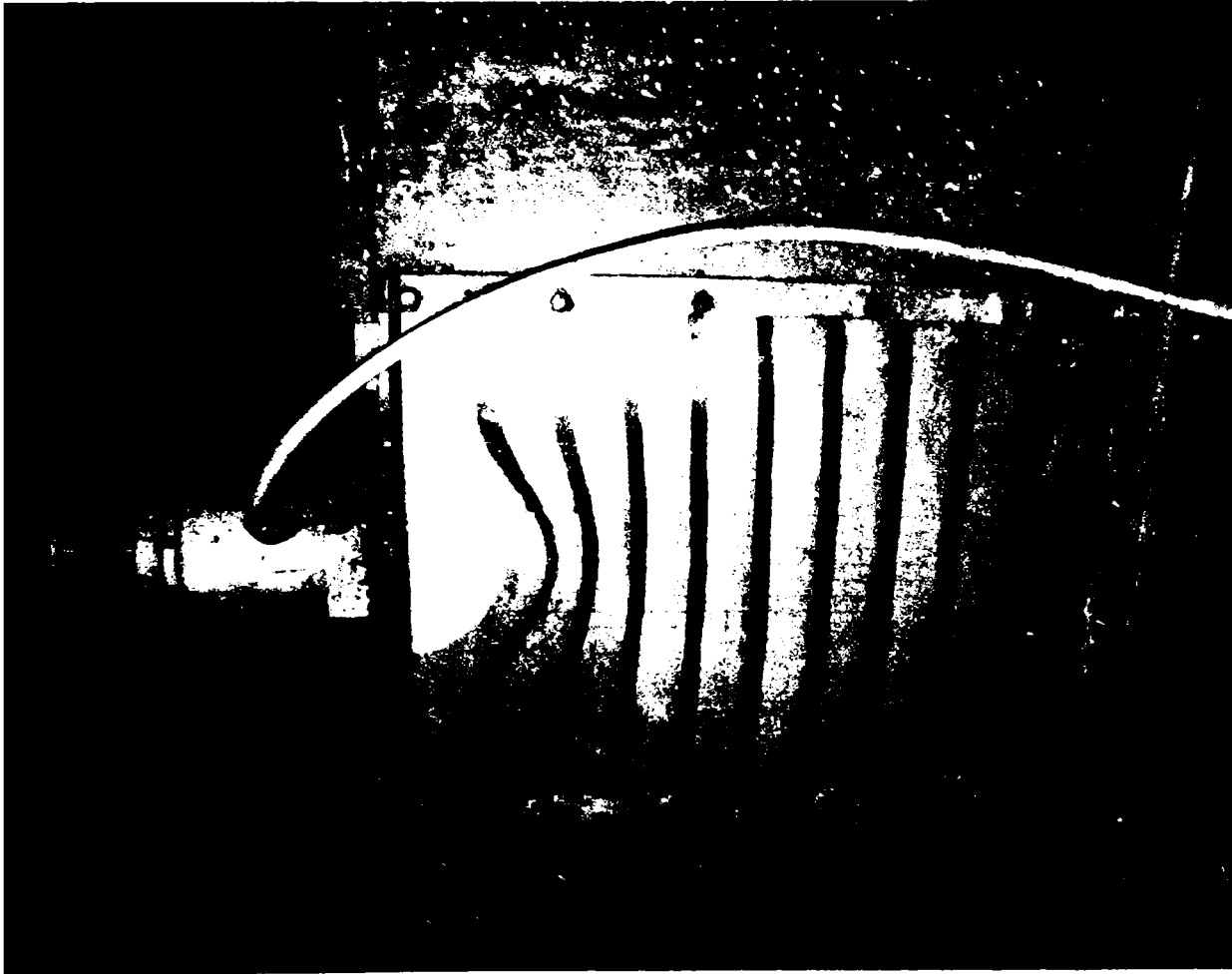
După efectuarea încercărilor, caroiajul cu care este prevăzut peretele din plexiglas a permis măsurarea efectivă a deformațiilor straturilor de nisip colorat din jurul modelului de fundație.

Ținând seama de cele prezentate anterior, în continuare sunt expuse rezultatele unor încercări experimentale efectuate pe modele de fundații prefabricate (realizate în scară 1 : 4) executate în gropi ștanțate, cu scopul de a evidenția deformarea terenului de fundare, respectiv stabilirea dimensiunilor zonei de pământ îndesat ce apare ca urmare a realizării gropii prin ștanțare.

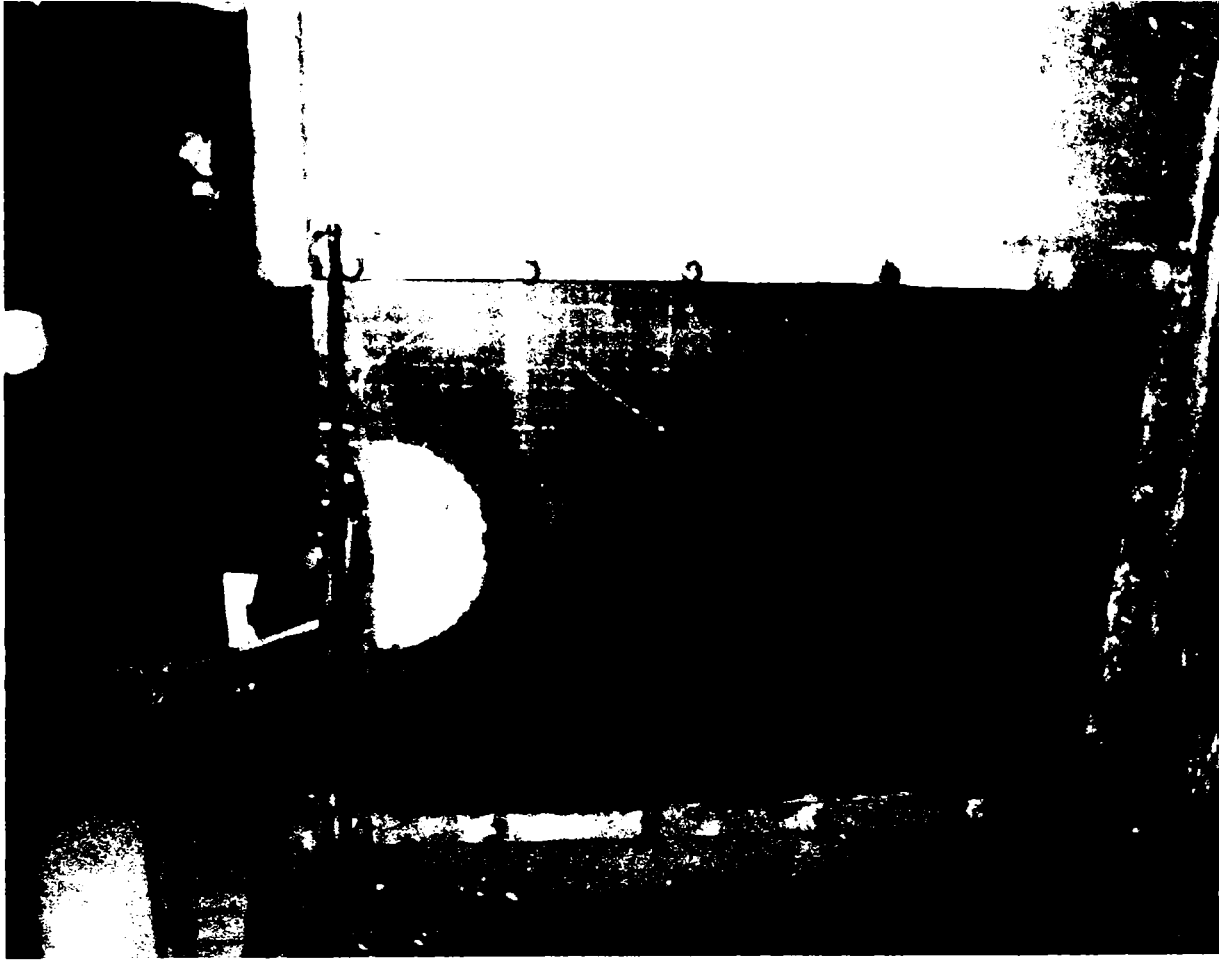
În cadrul încercărilor experimentale efectuate, forma de trunchi de piramidă cu baza mare în sus a echipamentului de ștanțare a fost înlocuită cu o formă semisferică.

Încercările s-au efectuat în două etape, luând în considerare condiții diferite de teren, și anume:

- etapa I: nisip aflat în stare afânată (fig. 6.4 a, 6.5 a și 6.6 a),
- etapa II: nisip aflat în stare de îndesare medie (fig. 6.4 b, 6.5 b și 6.6 b).

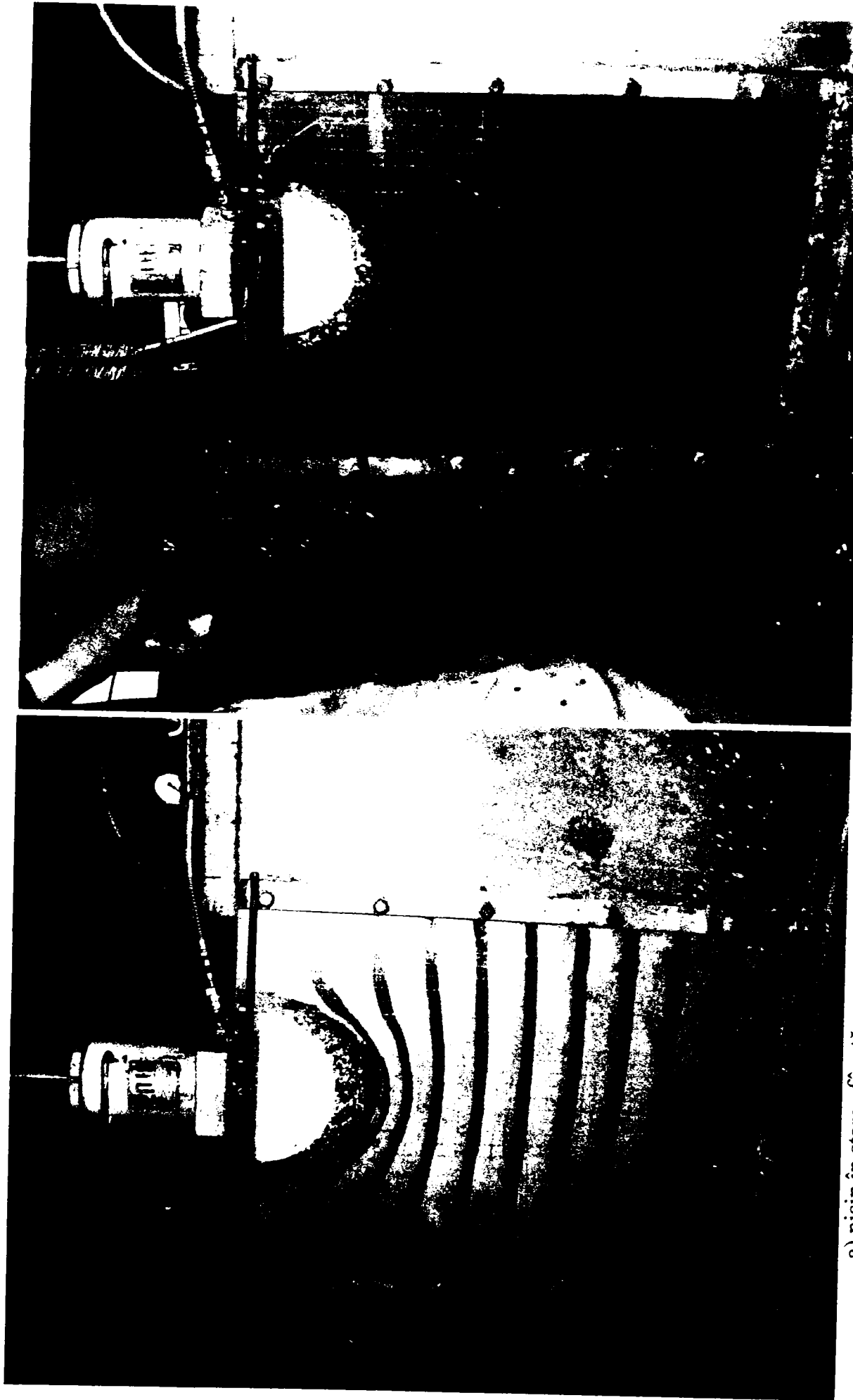


a) nisip în stare afănată



b) nisip în stare de îndesare medie

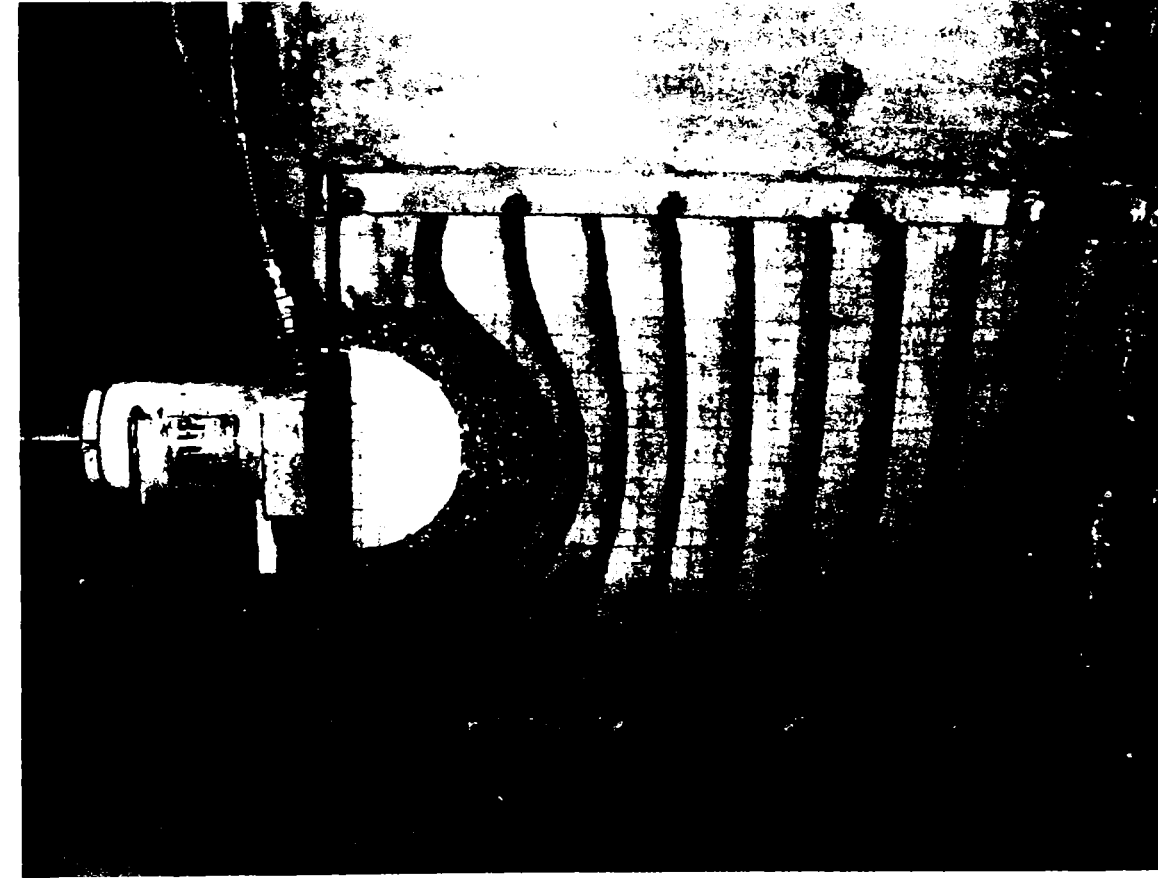
Fig. 6.4. Deformarea straturilor de nisip colorat pentru groapă realizată prin ștanțare simplă.



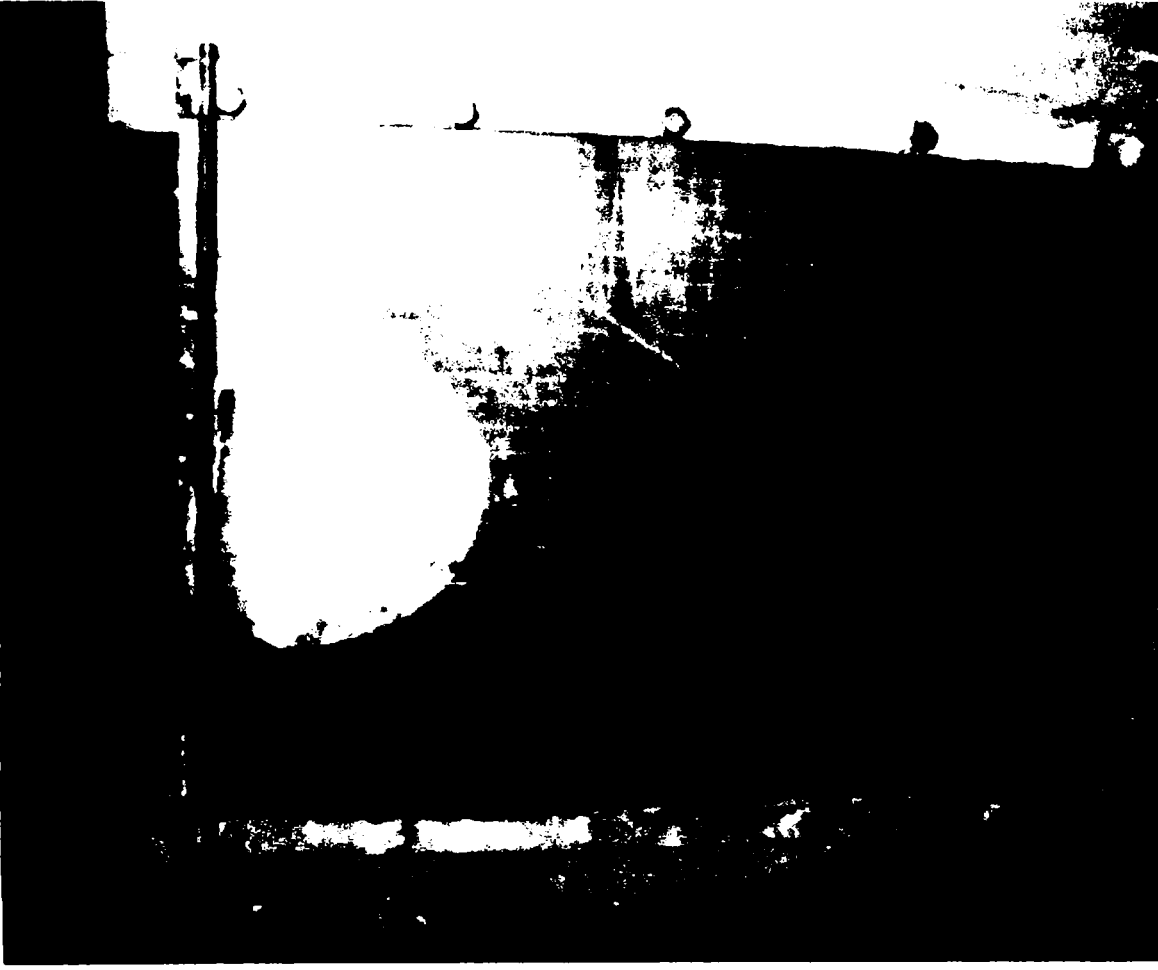
a) nisip în stare afânată

b) nisip în stare de îndesare medie

Fig. 6.5. Deformarea straturilor de nisip colorat pentru groapă ștanțată cu bulb realizată din o tranșă de material de adaos (IV).



a) nisip în stare afănată



b) nisip în stare de îndesare medie

Fig. 6.6. Deformarea straturilor de nisip colorat pentru groapă ștanțată cu bulb realizat din două tranșe de material de adaos (2V).

Ca element de fundație a fost utilizat modelul prefabricat având formă de sfert de sferă cu diametrul de 22,5 cm (model scară 1 : 4 - fig. 6.1), care a fost introdus mai întâi într-o groapă realizată prin ștanțare simplă (groapa s-a realizat prin îndesarea în adâncime și în lateral a pământului cu ajutorul elementului prefabricat), apoi în groapă ștanțată cu bulb din material granular (bulb realizat din una, respectiv două tranșe de material de adaos, unde o tranșă reprezintă volumul gropii ștanțate).

Îmbunătățirea terenului de fundare prin ștanțare a fost pusă în evidență și pe baza variației în adâncime a următoarelor caracteristici fizice: densitatea în stare uscată (ρ_d), indicele porilor (e), porozitatea (n) și densitatea în stare naturală (ρ). Pentru determinarea acestor caracteristici a fost necesară prelevarea unor probe netulburate pe care să se facă determinările de laborator. Prelevarea probelor s-a făcut cu ajutorul unei ștanțe cilindrice ascuțită la partea inferioară și prevăzută cu o plăcuță metalică, probele 3, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 19 fiind prelevate din terenul natural înainte de realizarea gropilor de fundație prin ștanțare, iar probele A, B, C, D, E, F, G, H, L au fost prelevate după ștanțarea gropii de fundație cu bulb din balast.

În figura 6.7. este precizată poziția zonelor de prelevare a probelor.

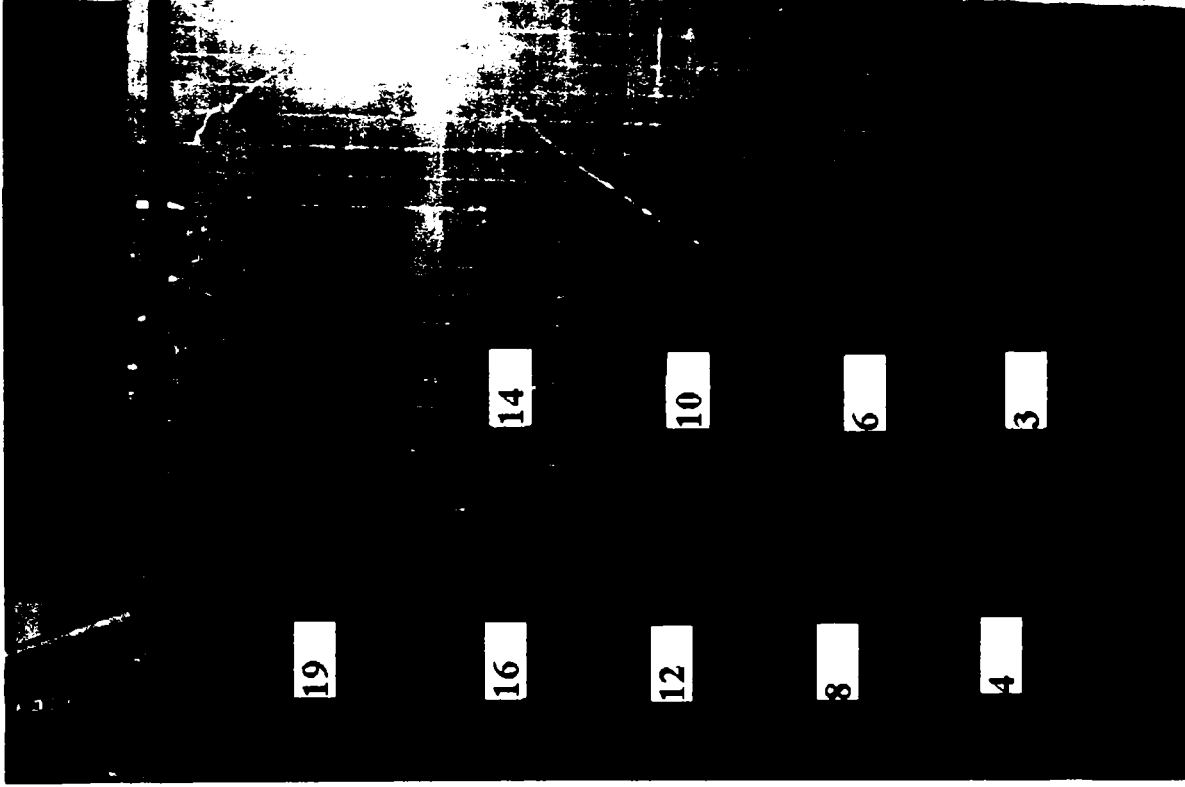
Prelevarea probelor s-a făcut de la diverse adâncimi pentru două secțiuni considerate, prima secțiune fiind dispusă în axul fundației, iar cea de a doua la o distanță de 10 cm de la marginea fundației.

În tabelele 6.1 și 6.2 sunt prezentate rezultatele încercărilor de laborator efectuate în scopul determinării densităților în stare uscată (ρ_d), a indicilor porilor (e), a porozităților (n) și a densităților în stare naturală (ρ), iar în figura 6.8 sunt redată diagramele de variație în adâncime ale acestor caracteristici fizice pentru probele studiate.

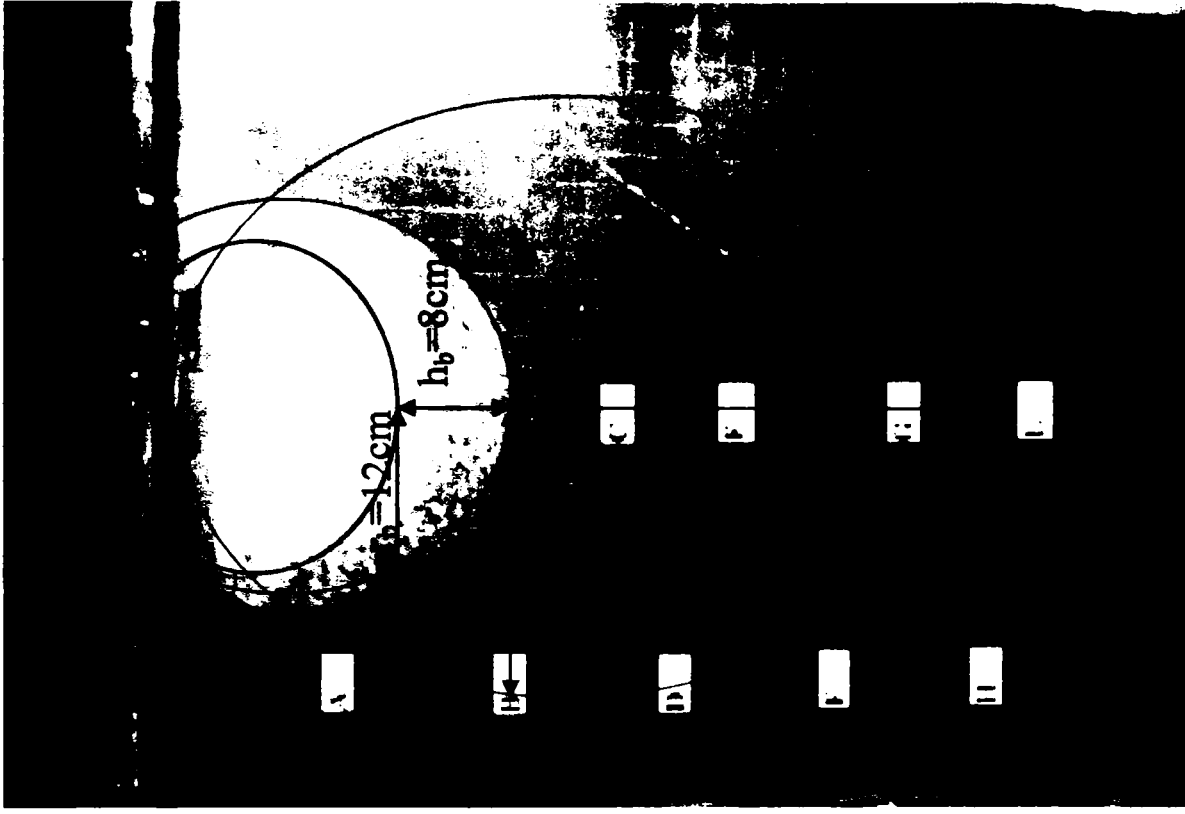
Caracteristicile fizice ale terenului natural (înainte de ștanțare) la încercările din etapa II

Tabelul 6.1

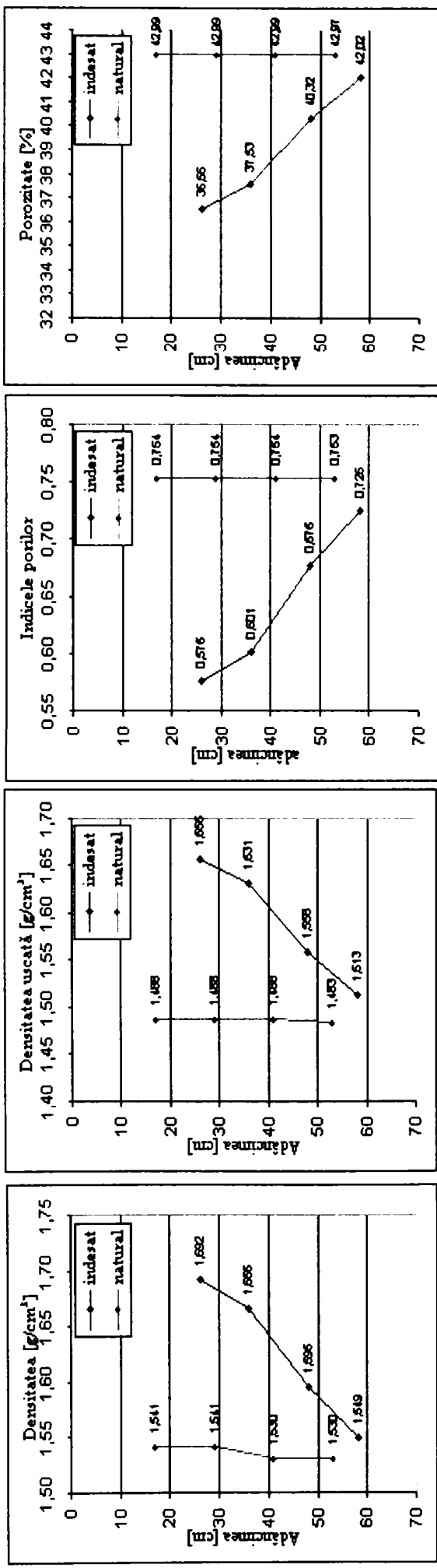
Caracteristici fizice	ștanța 3	ștanța 4	ștanța 6	ștanța 8	ștanța 10	ștanța 12	ștanța 14	ștanța 16	ștanța 19
ρ [g/cm ³]	1,530	1,530	1,530	1,530	1,541	1,541	1,541	1,541	1,544
ρ_d [g/cm ³]	1,483	1,473	1,488	1,488	1,488	1,488	1,488	1,488	1,503
e	0,753	0,766	0,754	0,754	0,754	0,754	0,754	0,754	0,736
n [%]	42,97	43,36	42,99	42,99	42,99	42,99	42,99	42,99	42,41



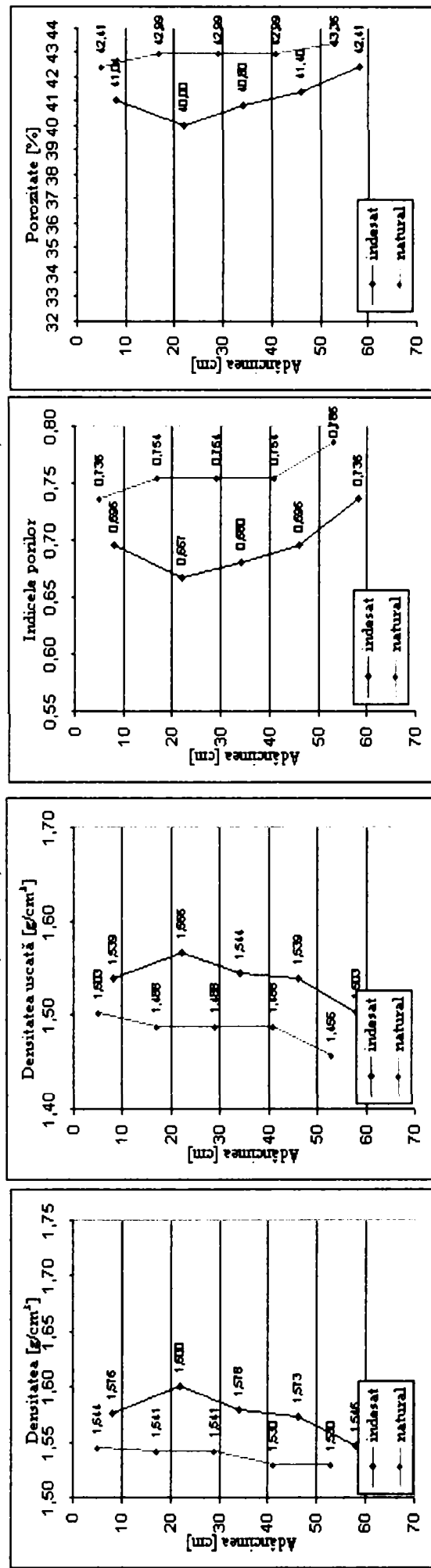
a) Înainte de ștanțare



b) După ștanțare cu bulb din material de adaos pentru determinarea caracteristicilor fizice.



a) Variația caracteristicilor fizice în axul fundației



b) Variația caracteristicilor fizice la 10 cm de marginea fundației
Fig. 6.8. Diagrame de variație în adâncime a caracteristicilor fizice.

Caracteristicile fizice ale terenului îmbunătățit prin ștanțare cu bulb la încercările din etapa II

Tabelul 6.2

Caracteristici fizice	ștanța A	ștanța B	ștanța C	ștanța D	ștanța E	ștanța F	ștanța G	ștanța H	ștanța L
ρ [g/cm ³]	1,576	1,600	1,692	1,578	1,666	1,573	1,595	1,546	1,549
ρ_d [g/cm ³]	1,539	1,566	1,656	1,544	1,631	1,539	1,558	1,503	1,513
e	0,696	0,667	0,576	0,690	0,601	0,696	0,676	0,736	0,725
n [%]	41,04	40,00	36,55	40,84	37,53	41,04	40,32	42,41	42,02

Urmărind diagramele din figura 6.8 se poate observa că după ștanțare, caracteristicile fizice ale nisipului ce alcătuiește terenul de fundare s-au îmbunătățit atât în lateralul elementului de fundare de formă semisferică cât și în adâncime. În ceea ce privește variația porozității în axul fundației, se observă că imediat sub bulbul din material granular (proba C) porozitatea crește cu cca. 15%, iar pentru probele E și G, situate în straturile imediat următoare, porozitatea crește cu 12,7 % și respectiv 6,2 % ceea ce înseamnă că acestea aparțin zonei îndesate, iar la proba L se înregistrează o creștere a porozității de numai 2,3 %, ceea ce înseamnă că aceasta este situată la limita de extindere a zonei îndesate.

Urmărind variația în adâncime a porozității într-o secțiune verticală realizată la 10 cm de marginea fundației, se observă că probele A și F înregistrează scăderi ale porozității de numai 3,2 % și respectiv 3,6 %, putându-se considera că aceste probe sunt situate de asemenea la limita zonei îndesate, în timp ce probele B și D înregistrează reduceri ale porozității cu 7 % și respectiv 5,1 % față de faza inițială, ceea ce indică că acestea sunt situate în interiorul zonei îndesate. De asemenea, densitățile în stare naturală și în stare uscată ale nisipului au crescut ca urmare a îmbunătățirii terenului prin ștanțare și realizarea bulbului din material granular.

Ca urmare a celor prezentate anterior și datorită faptului că peretele de plexiglas a fost prevăzut cu caroiaj cu latura de 2 cm, după efectuarea încercărilor experimentale, au putut fi stabilite cu aproximație dimensiunile bulbului din balast și ale zonei îndesate. Conform schiței din figura 6.7, rezultă că în cazul în care terenul de fundare a fost inițial în stare de îndesare medie, dimensiunile obținute sunt:

- pentru bulb: $r_b = 12 \text{ cm} = 0,61 \cdot b_{med}$ și $h_b = 8 \text{ cm} = 0,41 \cdot b_{med}$;
- iar pentru zona îndesată $r_c = 22 \text{ cm} = 1,12 \cdot b_{med}$ și $h_c = 32 \text{ cm} = 1,64 \cdot b_{med}$ unde $b_{med} = 19,5 \text{ cm}$.

Pentru etapa I în care, terenul natural s-a considerat în stare afânată, nu au putut fi determinate dimensiunile zonei îndesate din jurul bulbului deoarece nisipul fiind uscat nu a fost posibilă prelevarea unor probe netulburate de bună calitate pe care să se determine caracteristicile fizice necesare studiului. Pentru această etapă s-au putut determina (fig. 6.6. a) numai dimensiunile bulbului ($r_b = 14 \text{ cm} = 0,71 \cdot b_{\text{med}}$ și $h_b = 10 \text{ cm} = 0,51 \cdot b_{\text{med}}$), care sunt puțin mai mari decât în cazul anterior, și aceasta datorită faptului că dimensiunile bulbului depind de natura și starea terenului de fundare și de cantitatea de material utilizat la realizarea lui (fig. 6.5 comparativ cu fig. 6.6).

Urmărind deformațiile straturilor cu nisip colorat, prezentate în figurile 6.4, 6.5 și 6.6 pentru variantele studiate, se poate observa că extinderea zonei deformate din interiorul terenului, zonă în care s-au îmbunătățit caracteristicile fizice și mecanice ale acestuia, este funcție de natura și starea inițială a terenului de fundare precum și de modul de realizare al ștanțării, simple sau cu bulb din balast. Studiul efectuat scoate în evidență și faptul că forma și dimensiunile bulbului și ale zonei îndesate, depind în mare măsură de forma echipamentului de ștanțare, de natura și starea terenului de fundare, dar și de cantitatea de material utilizat la realizarea bulbului.

În concluzie, aceste încercări experimentale, efectuate pe elemente având formă de emisferă și dispuse fie în nisip afânat, fie în nisip aflat în stare de îndesare medie, au arătat că realizarea gropii de fundație prin ștanțare simplă sau ștanțare cu bulb din balast realizat prin introducerea balastului în tranșe și îndesarea acestuia prin vibropercuții, are un efect favorabil, contribuind la extinderea zonei îndesate din jurul elementului de fundare și implicit la sporirea capacității portante a elementului de fundare.

Forma de emisferă a fundației, respectiv a elementului de ștanțare, produce o extindere mai uniformă pe verticală și orizontală a zonei îndesate, ceea ce are un efect favorabil asupra capacității portante a fundațiilor realizate în gropi ștanțate cu element emisferic, în comparație cu elementele de ștanțare utilizate până în prezent.

6.3. Aspecte cu privire la încercările experimentale efectuate în scopul determinării capacității portante a elementelor de fundare studiate

Încercările experimentale pentru determinarea capacității portante a elementelor de fundare studiate s-au efectuat în standul cu dimensiunile de $4 \times 4 \times 4 \text{ m}$ prezentat în figura 6.9.

Acest stand a fost prevăzut din construcție cu două componente foarte importante și anume: un cadru transversal fix (fig. 6.10) format din doi stâlpi și o grindă transversală ce se poate bloca, cu ajutorul unor buloane, la diverse



Fig. 6.9. Standul utilizat la încercări.

înălțimi ale stâlpilor și un cărucior care poate parcurge în sens longitudinal întreaga suprafață a standului și pe care în timpul încercărilor experimentale a fost așezat vibratorul de laborator, utilizat la ștanțarea gropilor de fundație. La realizarea gropilor ștanțate ca vibroștanțe au fost folosite chiar modelele fundațiilor prefabricate având forme de semisferă, trunchi de con sau semisferă cu placă antirefulantă.

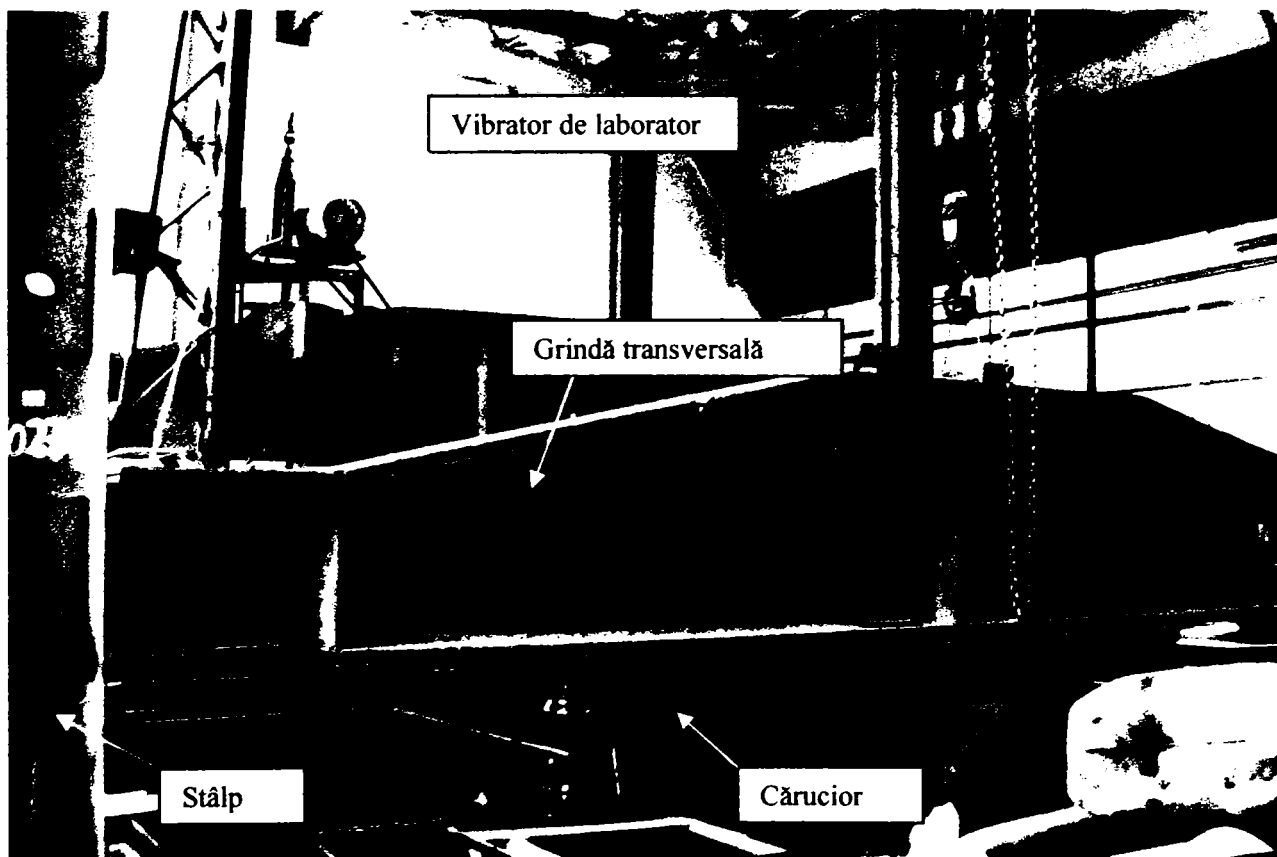


Fig. 6.10. Cadrul transversal de care s-a fixat presa în timpul încercărilor experimentale de capacitate portantă.

Prezența cadrului transversal și căruciorului pe care se poate deplasa vibratorul de laborator (prezentat în figura 6.11) a permis realizarea încercărilor experimentale de determinare a capacității portante a modelelor de fundații prefabricate studiate, realizate în gropi ștanțate cu sau fără bulb.

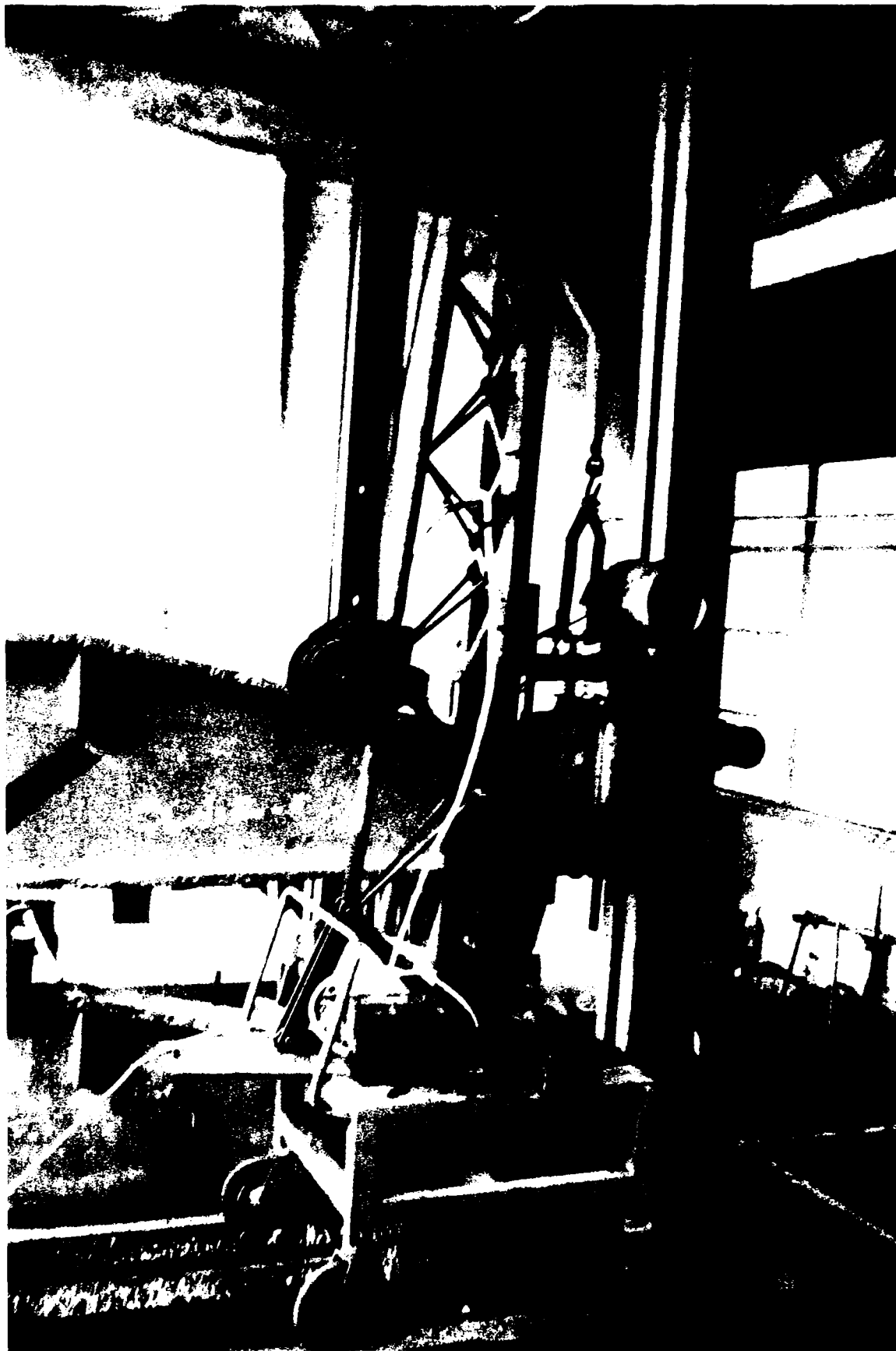


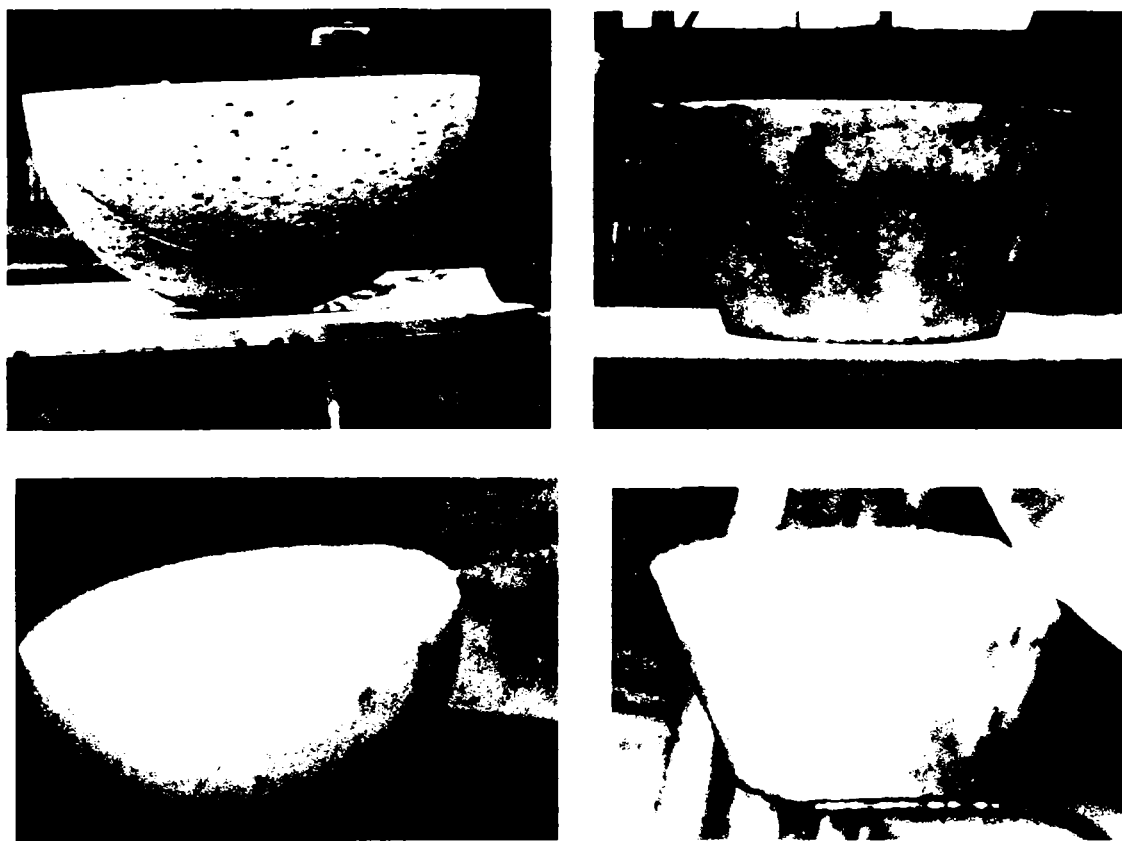
Fig. 6.11. Vibratorul de laborator utilizat la realizarea gropilor ștanțate.

Modelele de fundații luate în studiu și prezentate în figura 6.12 au avut formă de emisferă (modelul 1) și respectiv de trunchi de con (modelul 2), ale căror dimensiuni au fost determinate punând condiția ca cele două volume să fie echivalente. Din această condiție au rezultat pentru cele două elemente studiate următoarele dimensiuni:

a) - modelul elementului emisferă are diametrul $D = 22,5$ cm;

b) - modelul elementului trunchi de con are $D = 22,5$ cm, $d = 13,8$ cm și $h = 11,25$ cm.

La realizarea acestor modele s-a utilizat tot beton C16/20, similar situației prezentate în paragraful 6.2, având următorul dozaj la m^3 de beton: sort 0 - 3 mm - 596 kg, sort 3 - 7 mm - 340 kg, sort 7 - 16 mm - 767 kg, ciment 435,5 kg și apă 203,5 l.



a) modelul 1 - pentru elementul având formă de emisferă

b) modelul 2 - pentru elementul având formă trunchi de con

Fig. 6.12. Modelele elementelor de fundare utilizate în studiu (scara 1 : 4).

Al treilea element studiat (modelul 3), prezentat în figura 6.13, a fost elementul emisferă cu placă antirefulantă, modelul fiind realizat tot în scară 1 : 4 cu următoarele dimensiuni: diametrul emisferei $D = 22,5$ cm și $h_p = l_p = 5$ cm, unde h_p reprezintă înălțimea iar l_p este lățimea în consolă a plăcii antirefulante.

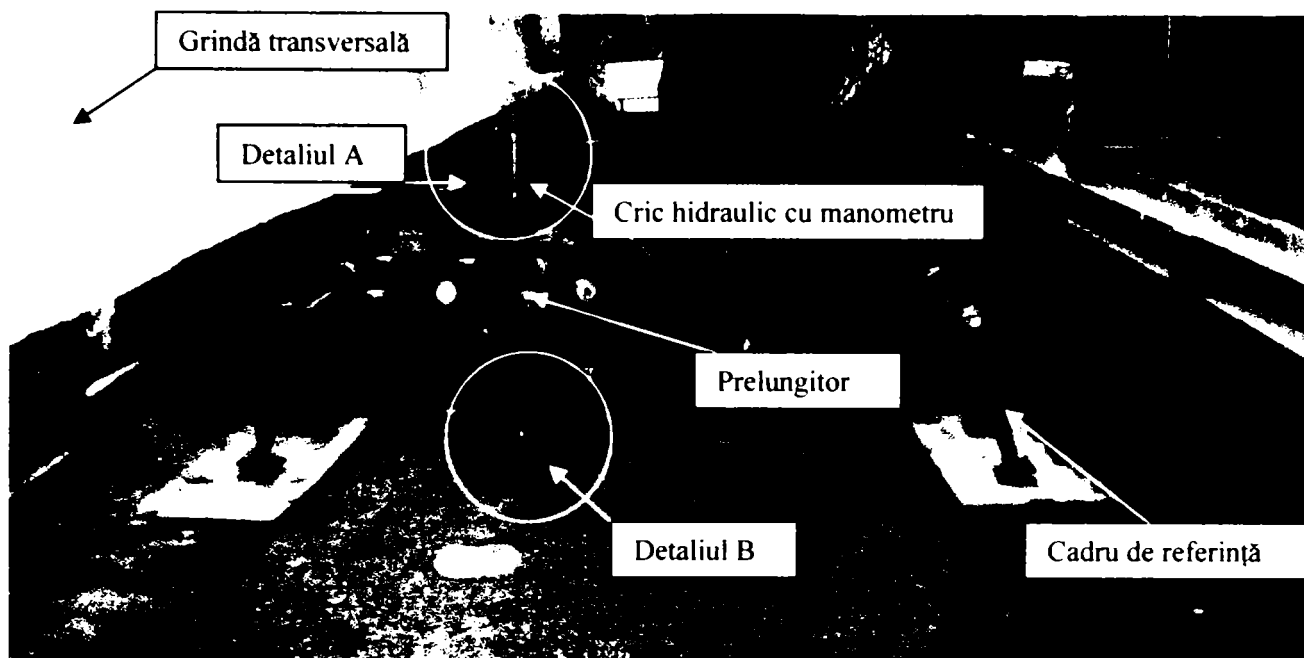


Fig. 6.13. Modelul 3 pentru elementul având formă de semisferă cu placă antirefulantă.

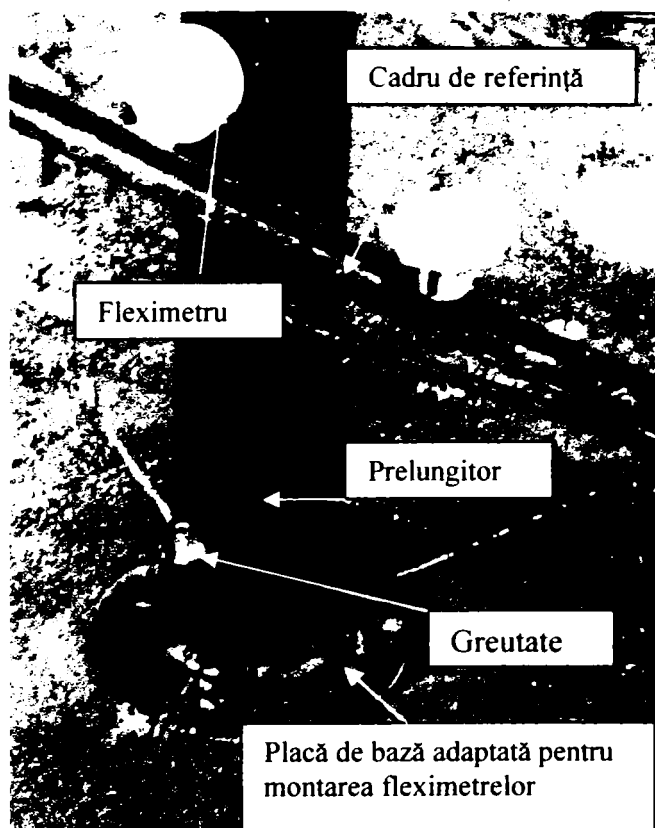
Încercările experimentale de capacitate portantă efectuate pe cele trei tipuri de modele s-au realizat pentru două stări diferite ale nisipului folosit ca teren de fundare, și anume: nisip aflat inițial în stare afânată și respectiv nisip aflat inițial în stare de îndesare medie. De asemenea la realizare gropilor de fundație s-au folosit două variante: ștanțare simplă și ștanțare cu bulb din balast.

În cadrul acestor încercări experimentale s-a urmărit, determinarea și compararea calitativă și cantitativă a capacităților portante aferente celor două modele: cu formă de semisferă și respectiv de trunchi de con. În scopul evidențierii efectului favorabil al prezenței plăcii antirefulante, s-a urmărit determinarea și compararea calitativă a sporului de capacitate portantă a elementului de fundare având formă de semisferă dar prevăzut cu placă antirefulantă, comparativ cu elementul având formă de semisferă, în varianta executării lor în gropi ștanțate simplu sau cu bulb din balast.

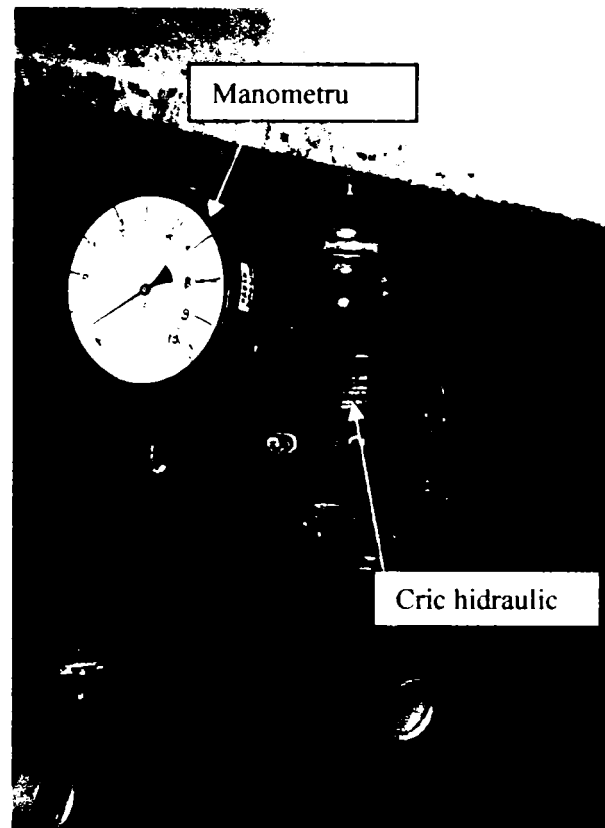
Încercările au constat din aplicarea unor încărcări verticale, în trepte, pe elementul de fundare executat în groapă realizată prin ștanțare simplă sau ștanțare cu bulb și măsurarea, după fiecare treaptă de încărcare, a tasărilor stabilizate ale modelului. Treptele de încărcare s-au menținut până la stabilizarea tasării și anume până când sporul de tasare înregistrat a fost mai mic de 0,05 mm într-un interval de timp de cinci minute. Aplicarea încărcării s-a realizat prin intermediul unui cric hidraulic de 20 tf (fig 6.14.b), având suprafața pistonului de 22 cm² și care a fost prevăzut cu un manometru (de 250 bari), care a permis înregistrarea presiunilor, iar măsurarea tasărilor s-a realizat cu ajutorul unor fleximetre cu precizia de 0,1 mm. Măsurarea tasării s-a făcut în trei puncte dispuse în apropierea conturului elementului de fundare, așa cum se poate observa din figura 6.14 a, c. Pentru aceasta a fost necesară confecționarea unei plăci de bază, ca în figura 6.14 c, de care să se prindă firele cu greutate ale fleximetrelor.



a) Vedere de ansamblu



b) Detaliul A



c) Detaliul B

Fig.6.14. Aparatura folosită în timpul încercărilor experimentale.

Încercările experimentale au fost efectuate în trei etape și anume:

- în **etapa I** terenul inițial a fost adus în stare afânată iar gropile de fundare au fost realizate prin ștanțare simplă;
- în **etapa II** terenul inițial a fost adus în stare de îndesare medie iar gropile de fundare au fost realizate prin ștanțare simplă;
- în **etapa III** terenul inițial a fost adus în stare afânată iar gropile de fundare au fost realizate prin ștanțare cu bulb din balast ($V_{bulb} = 1/3$ din volumul semisferei).

În cadrul acestor încercări experimentale terenul de fundare a fost constituit dintr-un nisip mare și mijlociu, a cărei curbă de granulozitate este prezentată în figura 6.15 .

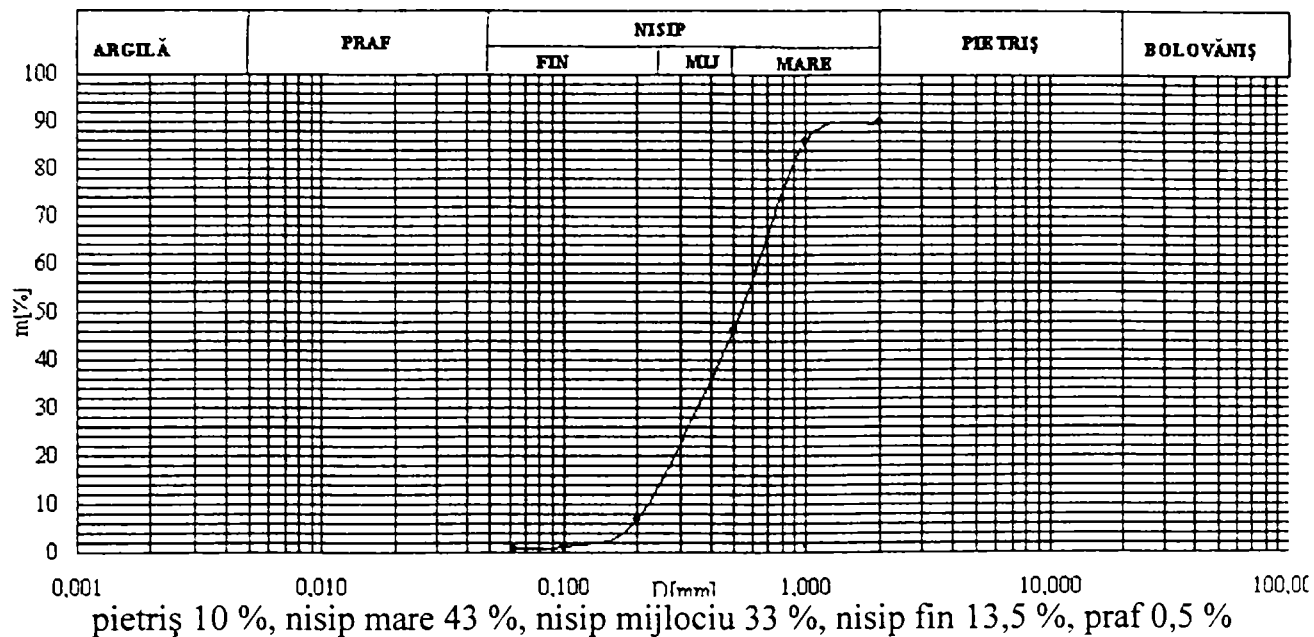


Fig. 6.15. Curba de granulozitate.

Pentru acest nisip au fost determinate în laborator următoarele caracteristici fizice: densitatea scheletului mineral $\rho_s = 2,6 \text{ g/cm}^3$, indicele porilor în stare de îndesare maximă $e_{\min} = 0,457$ și respectiv indicele porilor în stare de afănare maximă $e_{\max} = 0,72$.

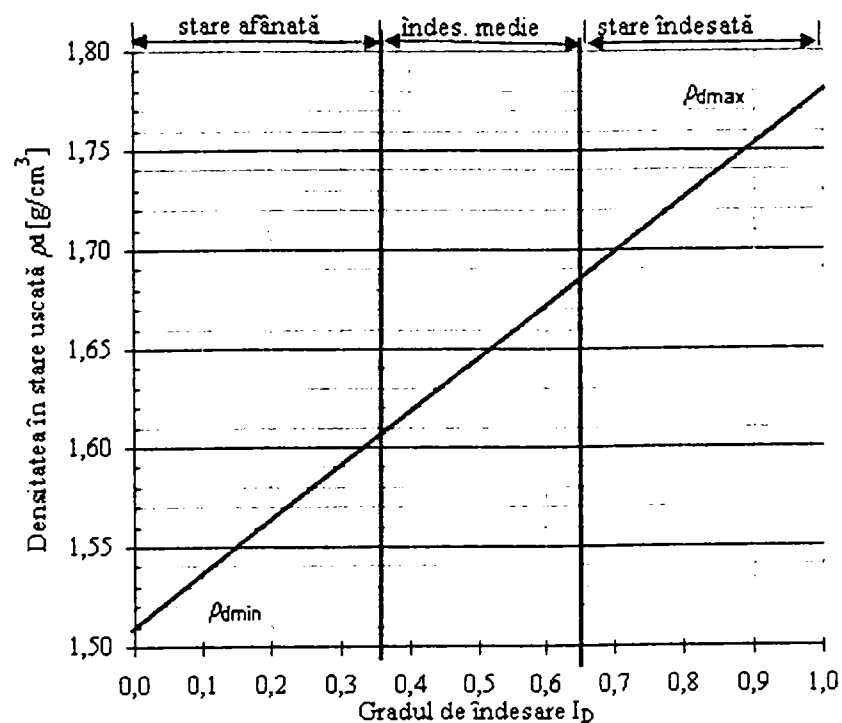


Fig. 6.16. Diagramă de legătură între gradul de îndesare și densitatea în stare uscată pentru nisipul analizat.

Cunoscând e_{\min} și e_{\max} s-a putut determina $\rho_{d\min}$ și $\rho_{d\max}$ pentru nisipul folosit în încercările experimentale și s-a trasat diagrama de legătură între densitatea în stare uscată și gradul de îndesare al nisipului (fig. 6.16). Această diagramă s-a utilizat pentru verificarea gradului de îndesare al nisipului folosit ca teren de fundare în cadrul celor trei etape de lucru.

Prelevarea probelor netulburate s-a realizat cu ajutorul unei ștanțe prevăzută cu cuțit, guler prelungitor și plăcuță metalică existentă în dotarea aparatului numit edometru. Această operație a fost posibilă și datorită faptului că nisipul cu care s-a lucrat a avut o umiditate de 3...4 %. Pentru nisipul din stand s-a realizat și o încercare Proctor în urma căreia au rezultat $\rho_{d\max} = 1,78 \text{ g/cm}^3$ și $w_{\text{opt}} = 6 \%$ (fig. 6.17).

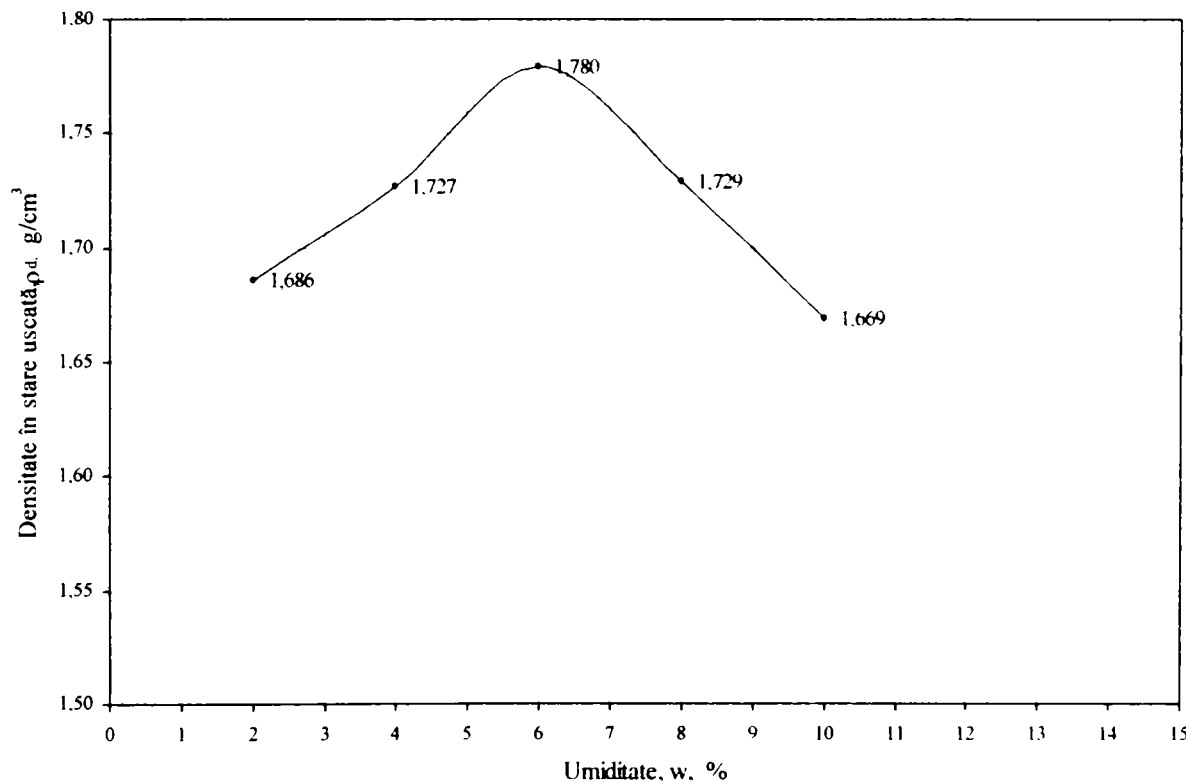


Fig. 6.17. Curba de variație a $\rho_d = f(w)$.

Analizând comparativ figurile 6.16 și 6.17 se poate observa că există o bună concordanță între densitatea în stare uscată maximă determinată în funcție de e_{\min} și cea determinată în laborator prin încercarea Proctor.

Pentru a aduce nisipului din stand în stare afânată (pentru etapa I), acesta a fost introdus în stand prin lopătare, fiind lăsat să cadă de la o înălțime de 50 cm, ulterior fiind foarte puțin compactat pentru omogenizare, prin batere cu un mai ușor, în straturi cu grosimea de 20 cm. Verificarea stării de îndesare s-a realizat determinând, pentru câteva probe prelevate din terenul inițial, densitatea în stare uscată, și apoi s-a utilizat diagrama din figura 6.16.

Pentru realizarea unei stării de îndesare medie (etapa II) a nisipului, acesta a fost introdus în stand în straturi de 15...25 cm, care au fost compactate prin vibrație cu ajutorul unei plăci vibrante (fig. 6.18).

Metodologia de efectuare a încercărilor de determinare a capacității portante a elementelor studiate a constat în introducerea elementelor de fundare în teren prin ștanțare cu ajutorul vibratorului de laborator și efectuarea încărcărilor statice de probă.

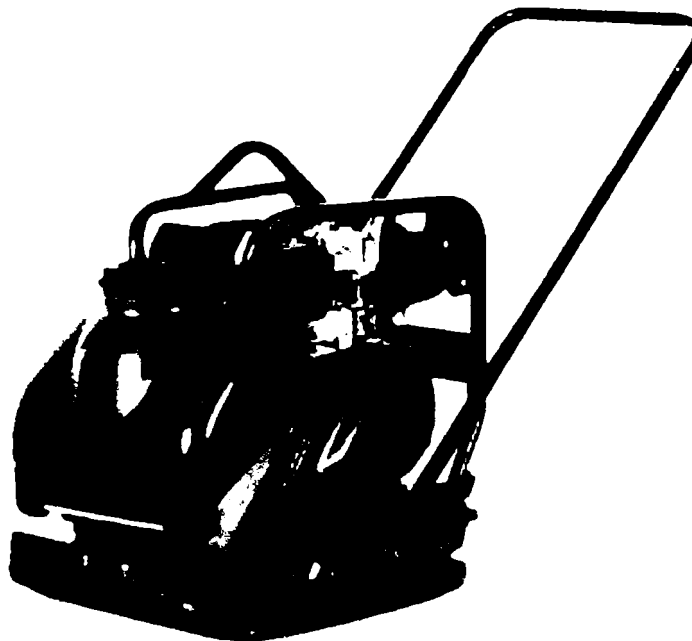


Fig. 6.18. Placă vibrantă.

Rezultatele încărcărilor statice de probă obținute în etapa I, pentru cele trei modele studiate, sunt prezentate în tabelele 6.3, 6.4 și 6.5.

Rezultatele încărcărilor statice de probă pe modelul 1 în etapa I.

Tabelul 6.3

Treapta de încărcare	Citiri pe microcomparatoare			Tasarea medie
	S ₁	S ₂	S ₃	S _{med}
[daN]	[mm*10 ⁻¹]			[cm]
0	0	0	0	0
110	2,5	2,0	2,0	0,022
220	4,0	3,5	3,5	0,037
330	5,5	5,5	5,0	0,053
440	7,5	8,0	7,5	0,077
550	10,0	11,0	10,5	0,105
660	13,5	12,5	12,5	0,128
770	16,0	15,0	15,5	0,155
880	19,5	18,0	18,5	0,187
990	25,0	24,0	24,0	0,243
1100	30,5	30,0	30,0	0,302
1210	42,5	42,0	42,0	0,444
1320	60,0	61,0	60,5	0,605
1430	101,0	102,0	101,0	1,013
1540	cedare			

Rezultatele încărcărilor statice de probă pe modelul 2 în etapa I.

Tabelul 6.4

Treapta de încărcare	Citiri pe microcomparatoare			Tasarea medie
	S ₁	S ₂	S ₃	S _{med}
[daN]	[mm*10 ⁻¹]			[cm]
0,00	0	0	0	0
110	2,5	3,0	3,5	0,030
220	5,0	5,5	6,5	0,057
330	7,5	7,5	8,5	0,078
440	10,0	10,5	12,5	0,110
550	14,0	14,0	16,0	0,147
660	18,5	17,5	18,5	0,182
770	25,0	23,5	24,0	0,242
880	32,5	31,0	31,5	0,317
990	45,0	45,5	46,0	0,455
1100	66,0	66,5	67,0	0,665
1210	101,0	100,0	102,0	1,010
1320	cedare			

Rezultatele încărcărilor statice de probă pe modelul 3 în etapa I.

Tabelul 6.5

Treapta de încărcare	Citiri pe microcomparatoare			Tasarea medie
	S ₁	S ₂	S ₃	S _{med}
[daN]	[mm*10 ⁻¹]			[cm]
0	0	0	0	0
275	3,5	5,5	1,0	0,033
550	7,0	10,5	3,0	0,068
825	9,0	13,5	4,5	0,090
1100	13,0	18,5	8,0	0,132
1540	21,0	27,0	14,5	0,208
1980	33,0	40,0	27,0	0,333
2420	51,0	57,5	46,5	0,517
2640	69,0	76,0	66,0	0,703
2860	113,0	120,0	111,0	1,147
3080	cedare			

În figura 6.19 sunt reprezentate curbele de variație ale tasărilor în funcție de treptele de încărcare aplicate pentru cele trei modele încercate în etapa I.

Din datele prezentate în tabelele 6.3, 6.4 și 6.5, precum și din diagramele din figura 6.19, construite pe baza acestor date, au rezultat valorile încărcărilor maxime la care s-a produs cedarea terenului și anume:

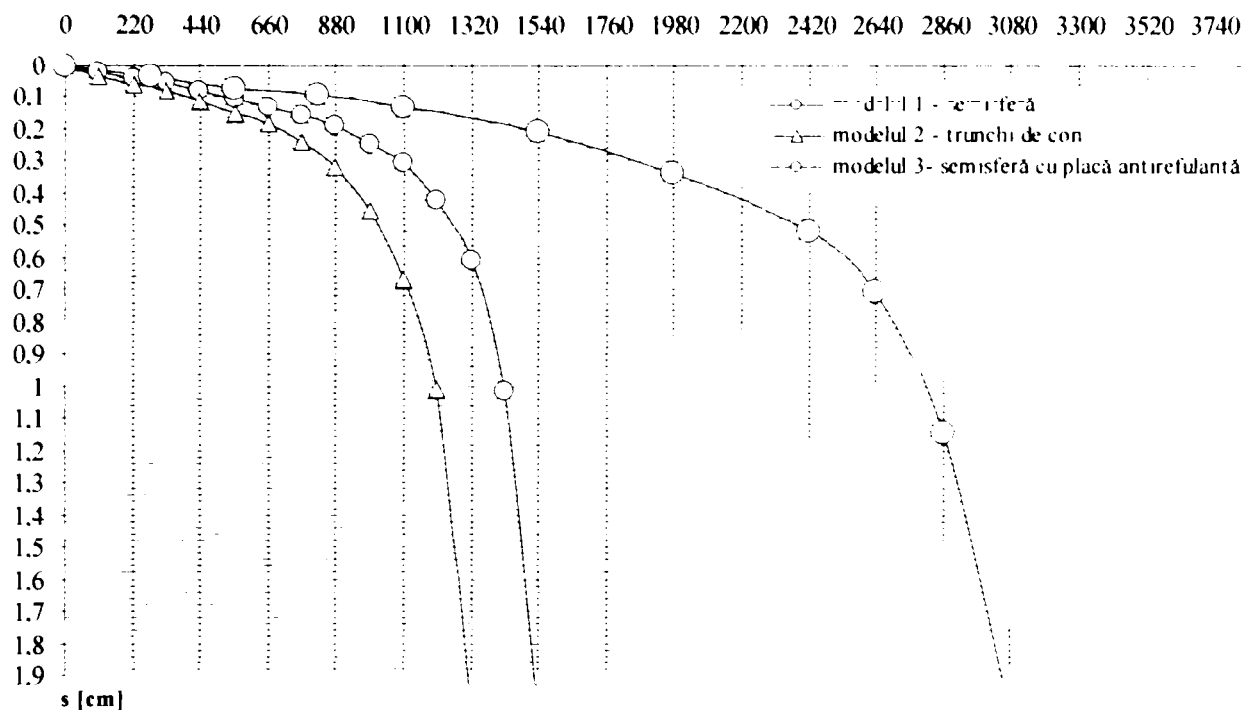


Fig. 6.19. Curbele de încărcare - tasare pentru modelele încercate în etapa I.

$P_{r1} = 1540$ daN, pentru modelul cu formă de semisferă (modelul 1);

$P_{r2} = 1320$ daN, pentru modelul cu formă de trunchi de con (modelul 2);

$P_{r3} = 3080$ daN, pentru modelul cu formă semisferică și placă antirefulantă (modelul 3).

Analizând comparativ valorile încărcărilor de cedare a terenului pentru cele trei modele studiate se poate observa că:

- modelul 1 suportă o încărcare maximă de cedare aproximativ cu 16 % mai mare decât modelul 2, confirmând faptul că forma de semisferă a modelului 1 asigură o conlucrare mai bună cu terenul de fundare comparativ cu forma de trunchi de con a modelului 2;

- modelul 3 suportă o încărcare de cedare cu 100 % mai mare decât modelul 1, această creștere semnificativă a încărcării datorându-se prezenței plăcii antirefulante și faptului că aceasta a fost introdusă în teren în timpul procesului de ștanțare, pe toată înălțimea sa.

În cadrul etapei I încărcările statice de probă au fost conduse până la tasări de 1,9 cm ($s \approx D_{med}/10$, tasare pentru care în literatură se menționează că se produce pierderea stabilității) pentru a se observa modul în care are loc cedarea terenului de fundare sub elementele având formă circulară în plan.

Fotografiile făcute, după cedarea terenului de fundare sub aceste elemente, evidențiază apariția unor fisuri radiale în jurul elementelor, care s-au dezvoltat în lungime pe măsură ce a crescut încărcarea, ca în fig. 6.20, unde se pot observa cele mai mari fisuri apărute, cele mai mici fiind foarte fine și nu se pot observa în fotografie. Modul de apariție al fisurilor în cazul elementelor de fundare având formă de trunchi de con sau semisferă evidențiază faptul că în cazul acestor elemente în teren există o stare spațială de solicitare.

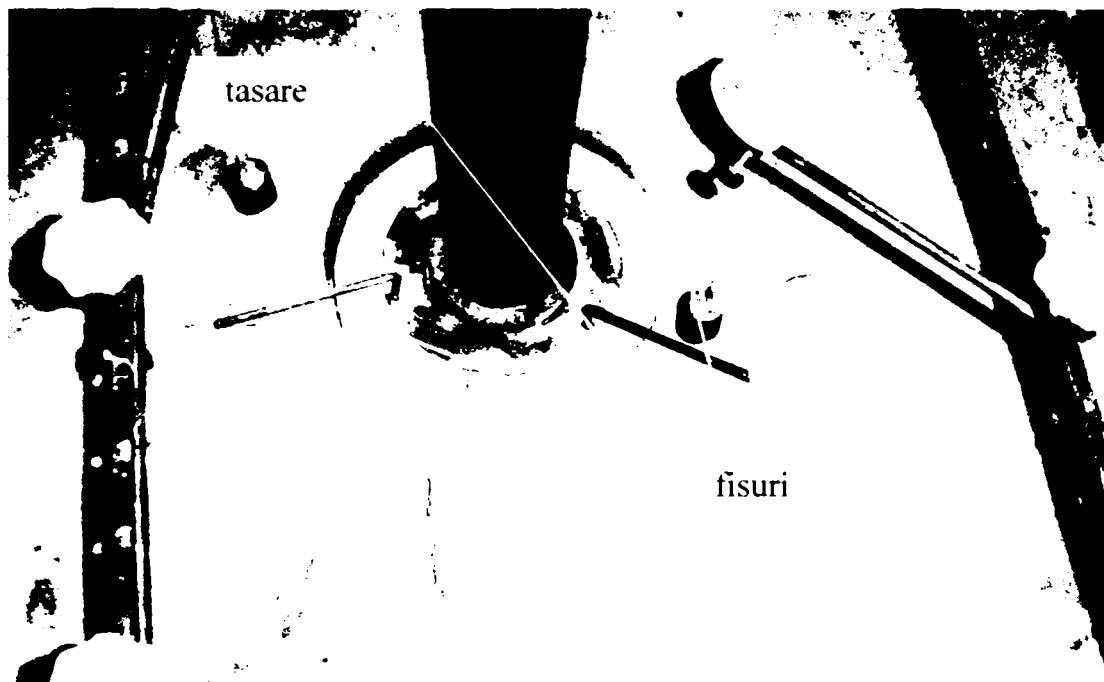


Fig. 6.20. Pierderea stabilității terenului de fundare sub modelul 3.

În cadrul etapei II modelul 3 a fost introdus în teren numai pe înălțimea semisferei, fără placa antirefulantă, baza inferioară a acesteia oprindu-se la nivelul suprafeței terenului.

Rezultatele încărcărilor statice de probă obținute în etapa a II-a, pentru cele trei modele studiate, sunt prezentate în tabele 6.6, 6.7 și 6.8.

Rezultatele încărcărilor statice de probă pe modelul 1 în etapa a II-a

Tabelul 6.6

Treapta de încărcare	Citiri pe microcomparatoare			Tasarea medie
	S ₁	S ₂	S ₃	S _{med}
[daN]	[mm*10 ⁻¹]			[cm]
0	0	0	0	0
220	0,0	1,0	1,0	0,007
440	2,0	3,0	3,0	0,027
660	4,0	5,5	5,0	0,048
880	6,0	7,5	7,0	0,068
1100	7,5	9,5	8,5	0,085
1320	9,5	11,5	11,0	0,107
1540	12,0	15,5	13,0	0,135
1760	14,0	17,5	16,0	0,158
1980	17,5	21,5	19,0	0,193
2200	23,5	29,0	25,0	0,258
2420	31,5	39,0	34,0	0,348
2640	51,5	57,5	54,5	0,545
2750	84,5	90,0	87,0	0,872
2860	cedare			

Rezultatele încărcărilor statice de probă pe modelul 2 în etapa a II-a

Tabelul 6.7

Treapta de încărcare	Citiri pe microcomparatoare			Tasarea medie
	S ₁	S ₂	S ₃	S _{med}
[daN]	[mm*10 ⁻¹]			[cm]
0	0	0	0	0
220	2,5	1,0	2,5	0,020
440	7,0	4,5	6,0	0,058
660	10,5	8,5	9,5	0,095
880	13,5	10,5	12,5	0,122
1100	17,5	12,5	16,0	0,153
1320	21,0	17,0	19,0	0,190
1540	26,0	20,0	23,5	0,232
1760	32,0	25,0	29,5	0,288
1980	40,0	31,0	37,0	0,360
2200	52,0	42,5	49,5	0,480
2420	95,0	90,0	92,0	0,923
2530	cedare			

Rezultatele încărcărilor statice de probă pe modelul 3 în etapa a II-a

Tabelul 6.8

Treapta de încărcare	Citiri pe microcomparatoare			Tasarea medie
	S ₁	S ₂	S ₃	S _{med}
[daN]	[mm*10 ⁻¹]			[cm]
0	0	0	0,0	0
220	1,0	1,0	1,5	0,012
440	2,5	2,0	2,5	0,023
660	3,5	3,0	3,5	0,033
880	4,5	4,0	4,5	0,043
1100	5,5	5,0	6,0	0,055
1320	7,5	7,0	7,5	0,073
1540	9,5	9,0	9,5	0,093
1760	12,0	11,0	12,0	0,117
1980	14,5	13,5	14,5	0,142
2200	19,5	18,0	19,0	0,188
2420	23,5	23,0	23,5	0,233
2640	30,0	29,5	29,5	0,297
2860	34,5	35,0	35,0	0,348
3080	43,0	43,5	42,5	0,430
3300	54,0	55,0	54,0	0,543
3520	72,0	72,5	72,0	0,722
3740	106,0	109,0	113,0	1,093
3850	cedare			

În figura 6.21 sunt reprezentate curbele de variație ale tasărilor în funcție de treptele de încărcare aplicate pentru cele trei modele studiate în etapa a II-a.

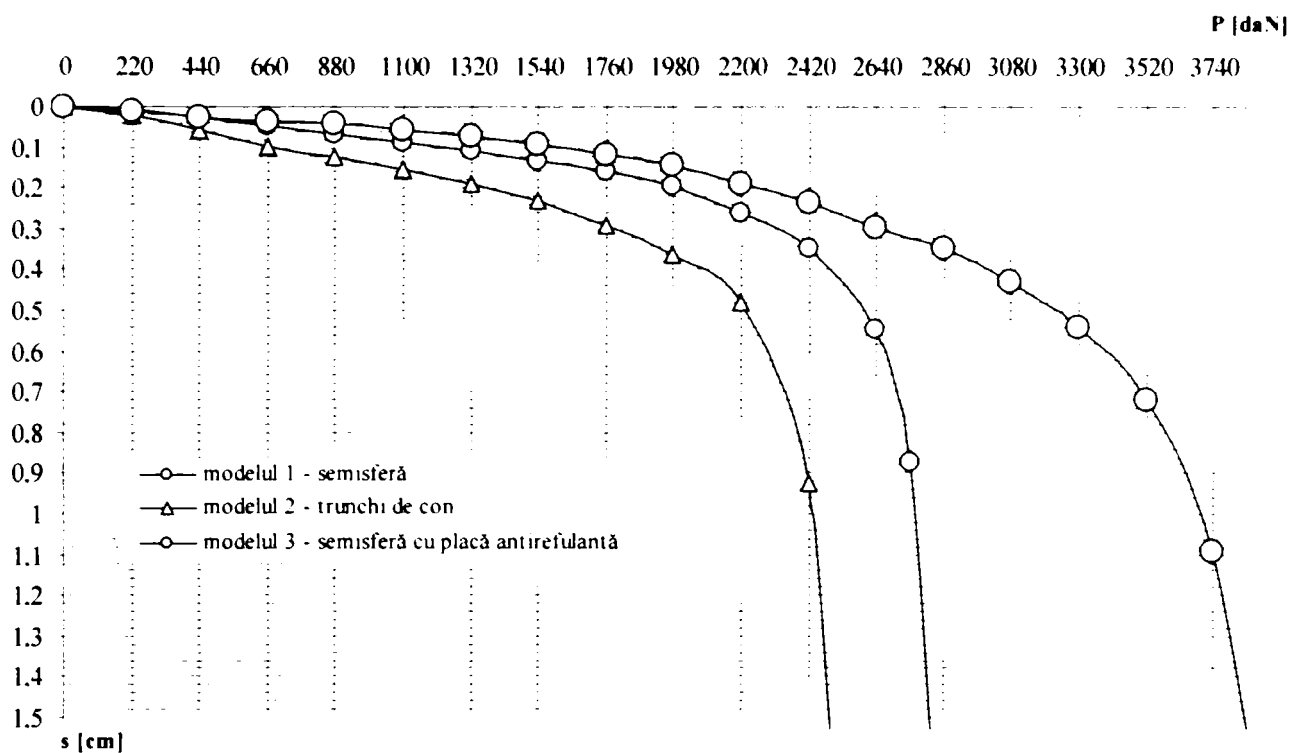


Fig. 6.21. Curbele de încărcare - tasare pentru modelele încercate în etapa a II-a.

Valorile încărcărilor maxime la care s-a produs cedarea terenului de fundare, rezultate în urma încercărilor din etape II sunt:

$P_{r1} = 2860$ daN, pentru modelul cu formă semisferică (modelul 1);

$P_{r2} = 2530$ daN, pentru modelul cu formă de trunchi de con (modelul 2);

$P_{r3} = 3850$ daN, pentru modelul cu formă semisferică cu placă antirefulantă (modelul 3).

Din analiza comparativă a valorilor încărcărilor de cedare ale terenului pentru cele trei modele studiate rezultă:

- modelul 1 suportă o încărcare cu cca. 13 % mai mare decât modelul 2, confirmându-se și de această dată conlucrarea mai bună cu terenul de fundare a modelului cu formă semisferică, comparativ cu cel care are formă de trunchi de con;

- modelul 3 suportă o încărcare cu aproximativ 35 % mai mare decât modelul 1, datorită aportului plăcii antirefulante.

Sporul mai redus al valorii forței de cedare pentru modelul 3 față de modelul 1, obținut la încercările din etapa II, se explică prin faptul că la ștanțare placa antirefulantă nu a mai fost introdusă în teren, așa cum s-a procedat la încercările efectuate în etapa I, baza acesteia rămânând la suprafața terenului, fără să preseze asupra acestuia. Având în vedere această constatare, se poate sublinia că pentru sporirea capacității portante a fundațiilor cu placă antirefulantă, se recomandă ca la ștanțare placa antirefulantă să pătrundă în teren pe toată înălțimea sa, exercitând o presare pe verticală a terenului din jur.

În cadrul etapei a II-a și a III-a încercările de statice de probă efectuate au fost oprite la o tasare maximă de 1,5 cm, pentru ca ulterior, din terenul din jurul modelelor, să se poată preleva probe cu scopul de a verifica starea de îndesare a terenului îmbunătățit din jurul elementelor ștanțate. Pentru acesta au fost prelevate șase probe din terenul inițial, înainte de ștanțarea gropilor, iar după efectuarea încercărilor au fost prelevate alte șase probe (câte două pentru fiecare element).

Caracteristicile fizice determinate în laborator pe aceste probe sunt prezentate în tabelele 6.9. și 6.10.

Caracteristici geotehnice ale terenului natural (înainte de ștanțare) la încercările din etapa a II-a

Tabelul 6.9

Caracteris. geotehnice	stanta I	stanta II	stanta III	stanta IV	stanta V	stanta VI	media
ρ [g/cm ³]	1,73	1,74	1,73	1,73	1,74	1,73	1,73
γ [kN/m ³]	16,99	17,05	16,95	17,01	17,03	16,98	17,00
ρ_d [g/cm ³]	1,67	1,68	1,67	1,68	1,67	1,67	1,67
γ_d [kN/m ³]	16,43	16,44	16,39	16,45	16,41	16,42	16,42
e	0,553	0,551	0,556	0,551	0,554	0,554	0,553
n [%]	35,59	35,53	35,75	35,51	35,66	35,64	35,61
I _D	0,606	0,613	0,591	0,615	0,600	0,602	0,605

Caracteristici geotehnice ale terenului îmbunătățit prin ștanțare la încercările din etapa a II-a

Tabelul 6.10

Caracteristici geotehnice	modelul 1		modelul 2		modelul 3	
	stanta 1	stanta 2	stanta 5	stanta 6	stanta 7	stanta 8
ρ [g/cm ³]	1,79	1,79	1,78	1,78	1,80	1,80
γ [kN/m ³]	17,58	17,55	17,48	17,44	17,66	17,66
ρ_d [g/cm ³]	1,74	1,73	1,72	1,72	1,74	1,74
γ_d [kN/m ³]	17,03	16,98	16,90	16,84	17,08	17,07
e	0,504	0,508	0,515	0,521	0,499	0,500
n [%]	33,50	33,67	33,98	34,25	33,30	33,32
I _D	0,808	0,791	0,762	0,737	0,826	0,824

Analizând comparativ valorile prezentate în tabelele 6.9 și 6.10 se poate observa că în cazul modelelor 1 și 3 se realizează o îmbunătățire mai uniformă a terenului de fundare din jurul elementelor de fundare. De asemenea, elementul cu formă de semisferă, conlucrând mai bine cu terenul de fundare

realizează și o îmbunătățire mai bună a acestuia comparativ cu trunchiul de con, la care se realizează o îmbunătățire mai bună sub talpă și mai slabă în lateralul elementului.

Probele din terenul îmbunătățit au fost prelevate, pentru fiecare model, prima din terenul de sub model și a doua din zona laterală a modelului.

Încercările experimentale efectuate în etapa a III-a au fost realizate pe aceleași modele folosite și în cadrul celorlalte etape, dar introduse de această dată în gropi ștanțate cu bulb. Terenul natural a fost adus în stare afânată în același mod ca și la încercările din etapa I, după care s-a realizat operația de ștanțare a gropilor de fundații pentru cele trei modele ca în figura 6.22.



Fig. 6. 22. Aspecte din timpul ștanțării gropilor de fundații



a) amprenta modelului 1 b) amprenta modelului 2 c) amprenta modelului 3

Fig. 6.23. Ampretele gropilor ștanțate.

Pentru realizarea bulbului din balast s-au extras modelele prefabricate din gropile ștanțate (fig.2.23), s-a introdus în groapa astfel ștanțată balastul și a urmat operația finală de ștanțare a gropii.

La realizarea bulbului de la baza gropilor ștanțate s-au folosit 1,2 kg balast, aceasta reprezentând 1/3 din volumul modelelor 1 sau 2

În continuare s-a trecut la realizarea încărcărilor statice de probă, iar rezultatele obținute în cadrul etapei a III-a, pentru cele trei modele încercate, sunt prezentate în tabelele 6.11, 6.12 și 6.13.

Rezultatele încărcărilor statice de probă pe modelul 1 în etapa a III-a

Tabelul 6.11

Treapta de încărcare	Citiri pe microcomparatoare			Tasarea medie
	S ₁	S ₂	S ₃	S _{med}
[daN]	[mm*10 ⁻¹]			[cm]
0	0	0	0	0
220	3,5	2,0	5,000	0,035
440	6,5	3,5	7,500	0,058
660	9,5	6,0	10,000	0,085
880	13,0	10,0	13,500	0,122
1100	16,5	13,0	17,000	0,155
1320	20,0	16,0	20,000	0,187
1540	24,0	20,5	24,500	0,230
1760	29,0	25,5	29,500	0,280
1980	36,0	33,0	37,000	0,353
2200	48,0	45,5	50,500	0,480
2420	89,0	88,5	93,5	0,903
2530	cedare			

Rezultatele încărcărilor statice de probă pe modelul 2 în etapa a III-a

Tabelul 6.12

Treapta de încărcare	Citiri pe microcomparatoare			Tasarea medie
	S ₁	S ₂	S ₃	S _{med}
[daN]	[mm*10 ⁻¹]			[cm]
0	0	0	0	0
220	6,5	3,0	6,5	0,053
440	10,0	4,0	10,5	0,082
660	14,5	7,5	14,5	0,122
880	18,0	11,0	18,5	0,158
1100	22,0	13,5	22,5	0,193
1320	26,5	17,0	27,0	0,235
1540	32,5	22,5	33,5	0,295
1760	41,0	30,0	42,0	0,377
1980	58,5	45,5	60,5	0,548
2090	cedare			

Rezultatele încărcărilor statice de probă pe modelul 3 în etapa a III-a

Tabelul 6.13

Treapta de încărcare	Citiri pe microcomparatoare			Tasarea medie
	S ₁	S ₂	S ₃	S _{med}
[daN]	[mm*10 ⁻¹]			[cm]
0	0	0	0	0
220	2,5	0,5	2,1	0,017
440	4,5	1,5	5,0	0,037
660	7,0	3,5	7,0	0,058
880	9,5	5,5	9,5	0,082
1100	11,5	7,0	11,5	0,100
1320	14,0	8,5	13,5	0,120
1540	16,1	11,0	16,1	0,144
1760	19,5	14,0	19,5	0,177
1980	23,5	18,0	23,5	0,217
2200	28,0	23,0	28,5	0,265
2420	33,0	27,5	34,0	0,315
2640	41,0	35,0	42,0	0,393
2860	51,0	44,5	53,0	0,495
3080	61,0	55,0	64,0	0,600
3300	87,0	82,0	92,0	0,870
3410	cedare			

Pe baza datelor din tabelele 6.11, 6.12 și 6.13, în figura 6.24 au fost reprezentate curbele de încărcare tasare rezultate pentru fiecare model încercat.

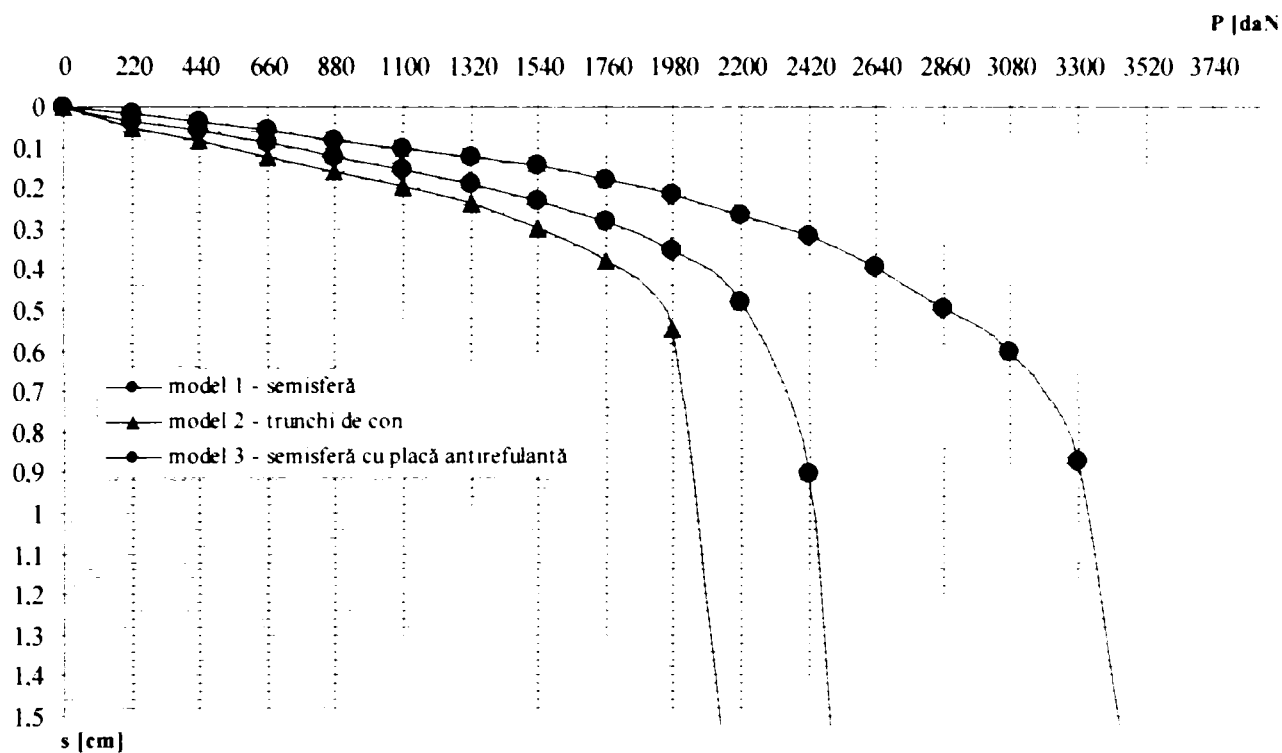


Fig. 6.24. Curbele de încărcare - tasare pentru modelele încercate în etapa a III-a

Încercările efectuate în etapa a III-a, la care ștanțarea gropilor s-a realizat cu bulb din balast, au condus la următoarele valori ale forțelor maxime, la care s-a produs cedarea terenului de fundare:

$P_{r1} = 2530$ daN, pentru modelul cu formă semisferică (modelul 1);

$P_{r2} = 2090$ daN, pentru modelul cu formă de trunchi de con (modelul 2);

$P_{r3} = 3410$ daN, pentru modelul cu formă semisferică cu placă antirefulantă (modelul 3).

Analizând comparativ valorile încărcărilor maxime de cedare pentru cele trei modele încercate se poate observa că:

- modelul 1 suportă o încărcare de cedare cu 21 % mai mare decât modelul 2, prin urmare și în cazul realizării gropilor ștanțate cu bulb există o conlucrare mai bună a modelului având formă de semisferă cu terenul de fundare comparativ cu modelul 2;

- modelul 3 suportă o încărcare de cedare cu 35 % mai mare decât modelul 1, creșterea valorii acesteia datorându-se tot prezenței plăcii antirefulante, care la fel ca la încercarea din etapa a II-a, nu a fost introdusă în teren la ștanțarea gropii.

Înainte de efectuarea gropilor ștanțate, și la încercările din etapa a III-a au fost prelevate probe și din terenul natural afânat, iar rezultatele obținute în urma determinărilor de laborator efectuate asupra acestor probe sunt prezentate în tabelul 6.14.

Caracteristici geotehnice ale terenului natural (înainte de ștanțare)
la încercările din etapa a III-a

Tabelul 6.14

Caracteris geotehnice	ștanța 1	ștanța 1'	ștanța 2	ștanța 2'	ștanța 3	ștanța 3'
ρ [g/cm ³]	1,64	1,64	1,64	1,64	1,64	1,64
γ [kN/m ³]	16,12	16,09	16,09	16,10	16,13	16,12
ρ_d [g/cm ³]	1,59	1,58	1,58	1,58	1,59	1,59
γ_d [kN/m ³]	15,55	15,54	15,53	15,54	15,56	15,55
e	0,6403	0,6409	0,6421	0,6415	0,6397	0,6403
n [%]	39,04	39,06	39,10	39,08	39,01	39,04
I _D	0,246	0,243	0,238	0,241	0,248	0,246

După efectuarea încercărilor de capacitate portantă, din terenul îndesat, din jurul fiecărui model s-au prelevat câte două probe: o probă de sub model și alta din lateralul acestuia, obținându-se în final șase probe. Rezultatele determinărilor de laborator efectuate asupra acestora sunt prezentate în tabelul nr. 6.15.

Caracteristici geotehnice ale terenului îmbunătățit prin ștanțare
la încercările din etapa a III-a

Tabelul 6.15

Caracteris. geotehnice	Modelul 1		Modelul 2		Modelul 3	
	stanta 1	stanta 2	stanta 3	stanta 4	stanta 5	stanta 6
ρ_d [g/cm ³]	1,67	1,67	1,65	1,65	1,70	1,69
γ_d [kN/m ³]	16,37	16,39	16,21	16,17	16,63	16,59
e	0,5646	0,5624	0,5799	0,5837	0,5395	0,5437
n [%]	36,08	36,00	36,70	36,86	35,04	35,22
I _D	0,557	0,566	0,494	0,478	0,660	0,643

Analizând datele din tabelele 6.14 și 6.15 se poate constata că observațiile referitoare la variația caracteristicile fizice (în teren natural și teren îndesat) făcute în cadrul etapei II rămân valabile și pentru etapa a III-a.

În figurile 6.25, 6.26 și 6.27 sunt reprezentate curbele de încărcare - tasare ale fiecăruia dintre modele 1, 2 și 3 încărcate, pentru cele două categorii de terenuri studiate (afânat sau îndesare medie) și cele două modalități de realizare ale gropilor de fundații (ștanțate simplu sau ștanțate cu bulb).

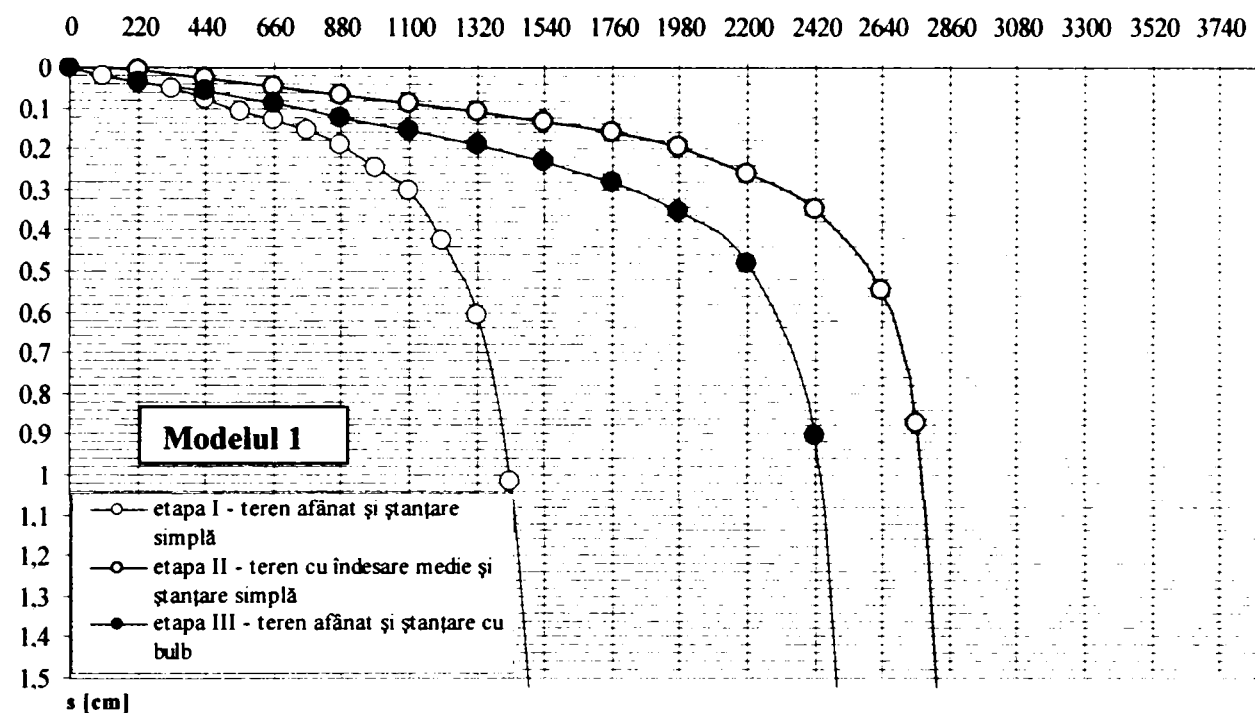


Fig. 6.25. Curbele de încărcare - tasare pentru modelul 1 în etapele I, II și III.

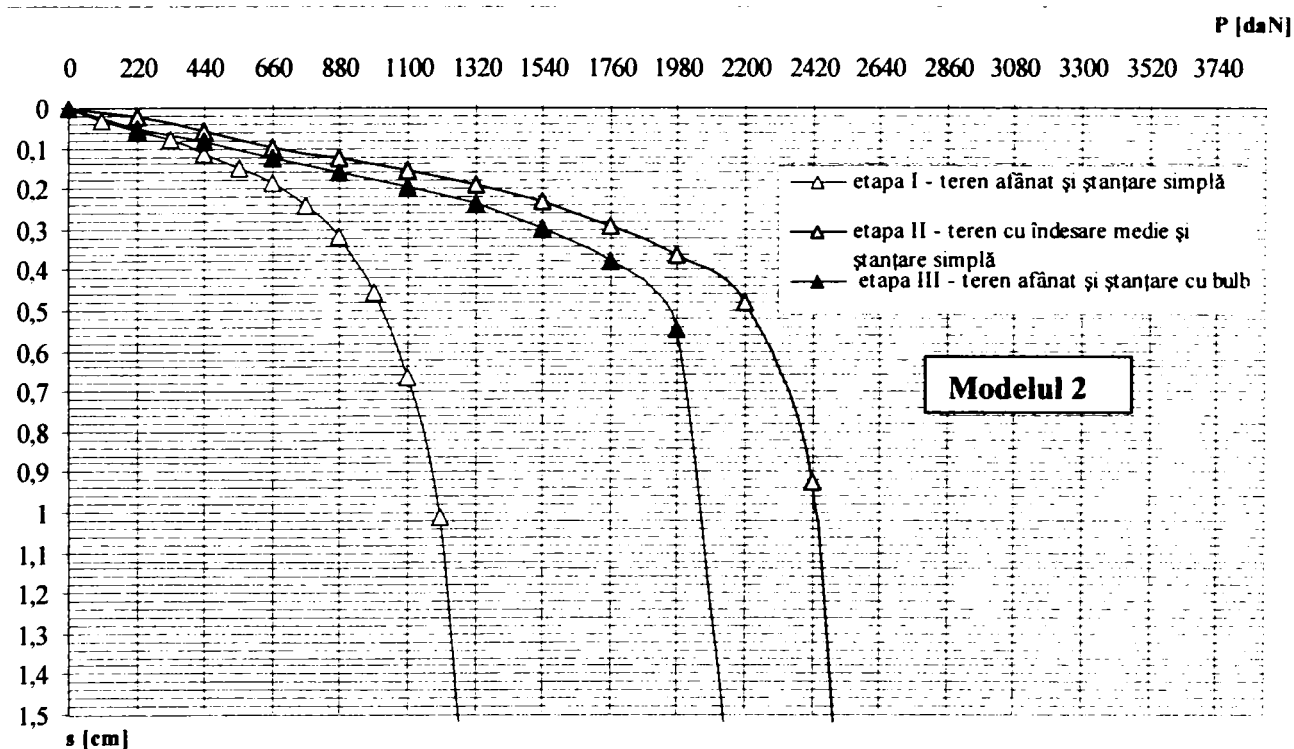


Fig. 6.26. Curbele de încărcare - tasare pentru modelul 2 în etapele I, II și III.

Analizând cu atenție curbele de încărcare-tasare prezentate în figurile 6.25, 6.26 și 6.27, pentru toate cele trei cazuri, se remarcă efectul pozitiv al realizării gropii șanțate cu bulb din balast, și faptul că, capacitatea portantă a elementelor depinde în mare măsură de starea inițială în care se află terenul de fundare, precum și de forma elementelor de șanțare.

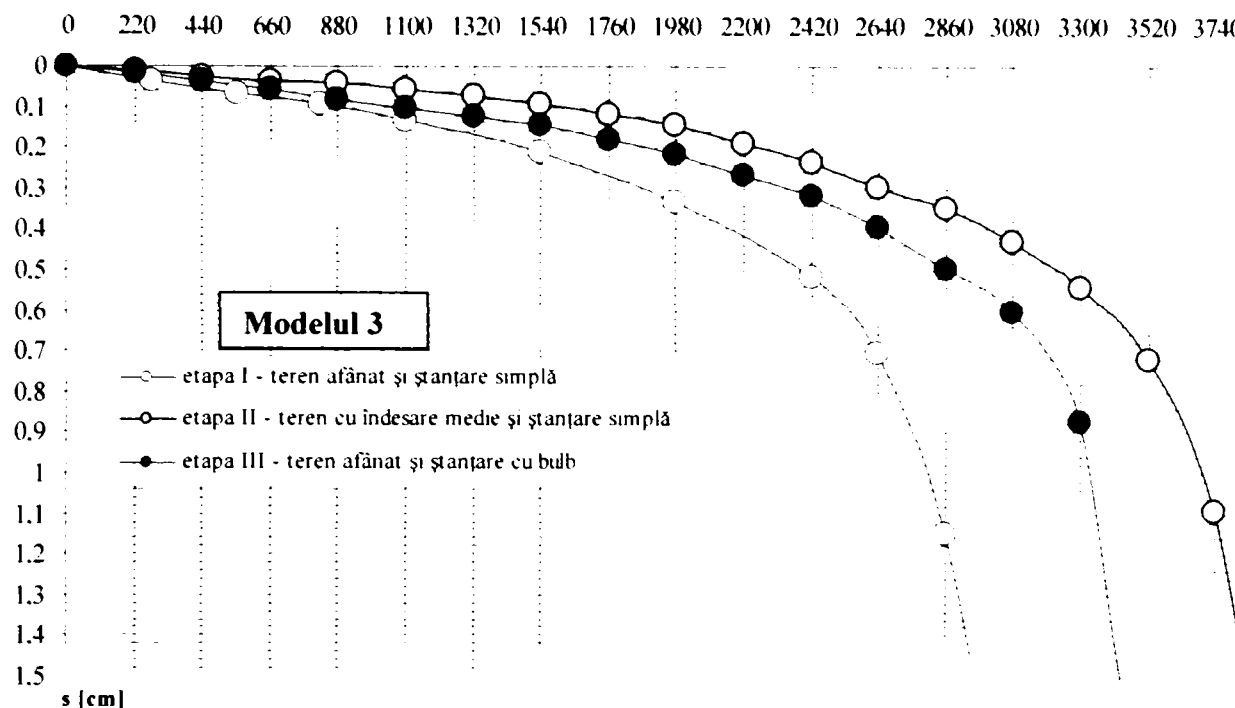


Fig. 6.27. Curbele de încărcare - tasare pentru modelul 3 în etapele I, II și III.

Aportul ștanțării cu bulb la creșterea capacității portante a fundațiilor cu diverse forme realizate în gropi ștanțate, este evidențiat de datele prezentate în tabelul 6.16, referitoare la valorile încărcărilor maxime de cedare (P_r) corespunzătoare celor două variante tehnologice de ștanțare.

Valori ale încărcărilor maxime de cedare pentru modelele încercate corespunzătoare variantelor ștanțate

Tabelul 6.16

Modelul	Modelul 1		Modelul 2		Modelul 3	
	Groapă ștanțată	Groapă ștanțată cu bulb	Groapă ștanțată	Groapă ștanțată cu bulb	Groapă ștanțată	Groapă ștanțată cu bulb
P_{cr}	1540	2530	1320	2090	3080	3410
Spor [%]	-	64 %	-	58 %	-	10 %

Analizând datele din tabelul 6.18 se constată că, pentru modelele 1 și 2, prin simpla folosire suplimentară a unei cantități de 1,2 kg de balast la realizarea prin ștanțare a gropii de fundație, se înregistrează o creștere a încărcării de cedare cu 64 % și respectiv 58 %. În cazul modelului 3 creșterea este de numai 10 %, deoarece în etapa I modelul a fost ștanțat în teren cu placa antirefulantă, în timp ce în etapa III nu s-a introdus în teren, în timpul ștanțării, și placa antirefulantă. Creșterea procentuală cu 6 % mai mare la modelul 1 față de modelul 2 scoate de asemenea, în evidență faptul că elementul având formă de semisferă are o comportare mai bună decât elementul având formă de trunchi de con, în condițiile aceluiași teren de fundare.

În cadrul etapei a III-a, după efectuarea încercărilor de capacitate portantă, s-a continuat cu studiul formei bulbilor din balast de la baza gropilor ștanțate. Pentru acesta au fost scoase modele din gropile ștanțate și au fost măsurate dimensiunile bulbilor pentru cele două elemente de fundare (semisferă și trunchi de con).

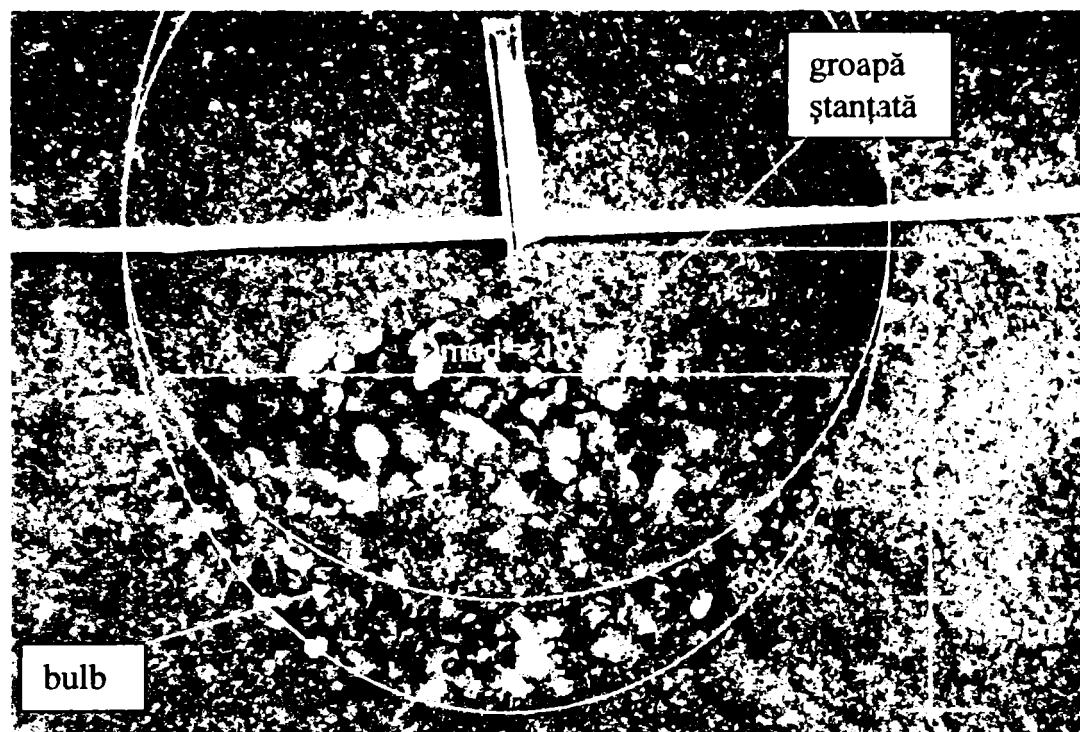


Fig. 6.28. Relevu groapă ștanțată cu bulb pentru modelul 1

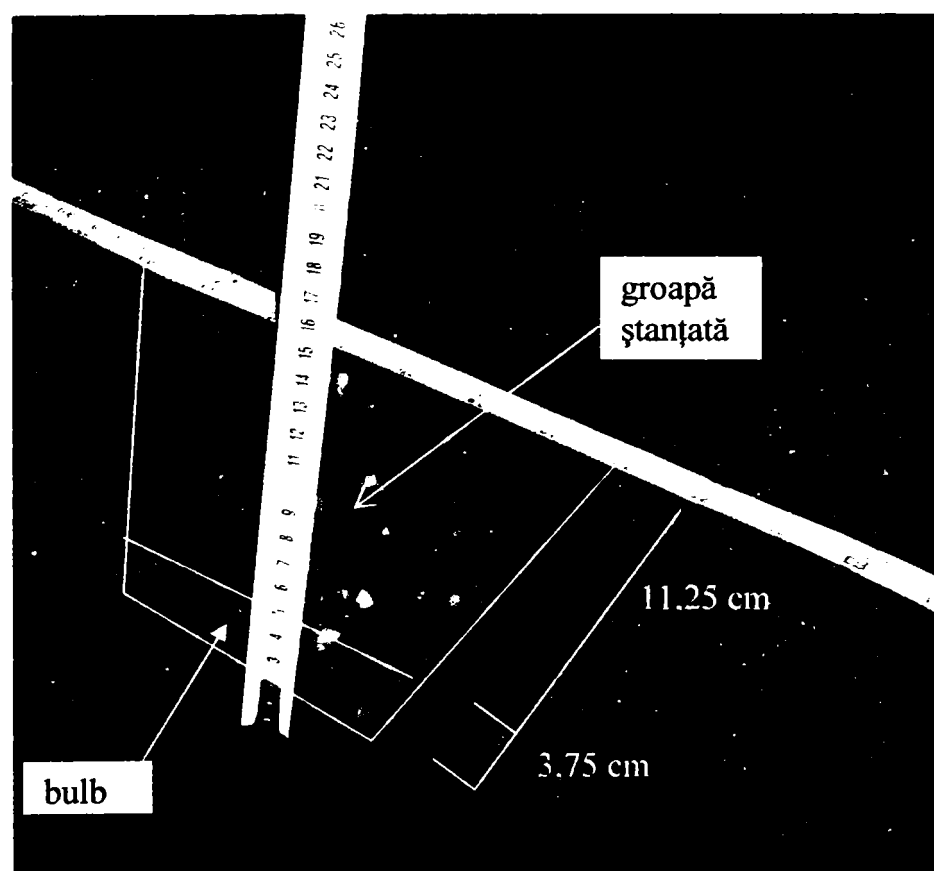
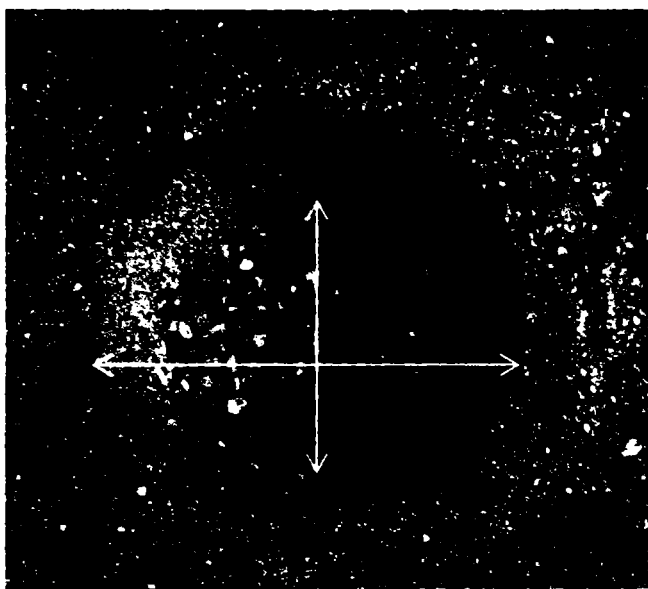
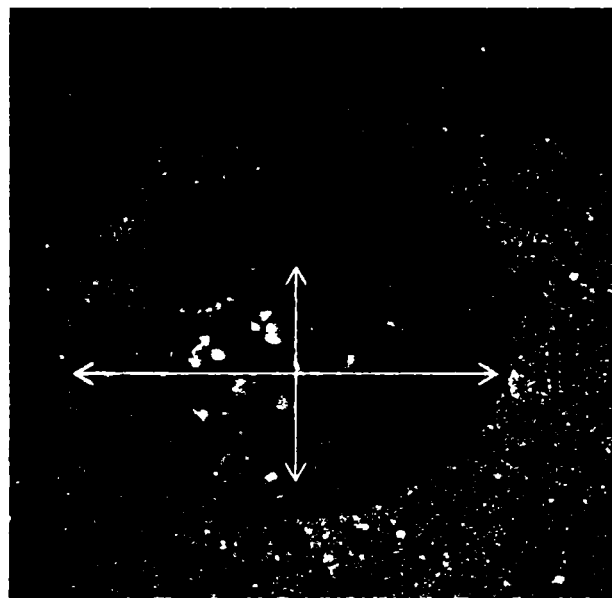


Fig. 6.29 Relevu groapă ștanțată cu bulb pentru modelul 2



a) Modelul 1



b) Modelul 2

Fig. 6. 30 Vedere de sus a gropilor ștanțate cu bulb

Conform figurii 6.30 se poate observa că în cazul gropii ștanțate realizată pentru modelul 1 (semisfera) suprafața în plan a bulbului de balast este mai mare decât în cazul modelului 2 (trunchiul de con), prin urmare rezultă că aria modelului 1 în contact cu balastul este mai mare decât cea a modelului 2.

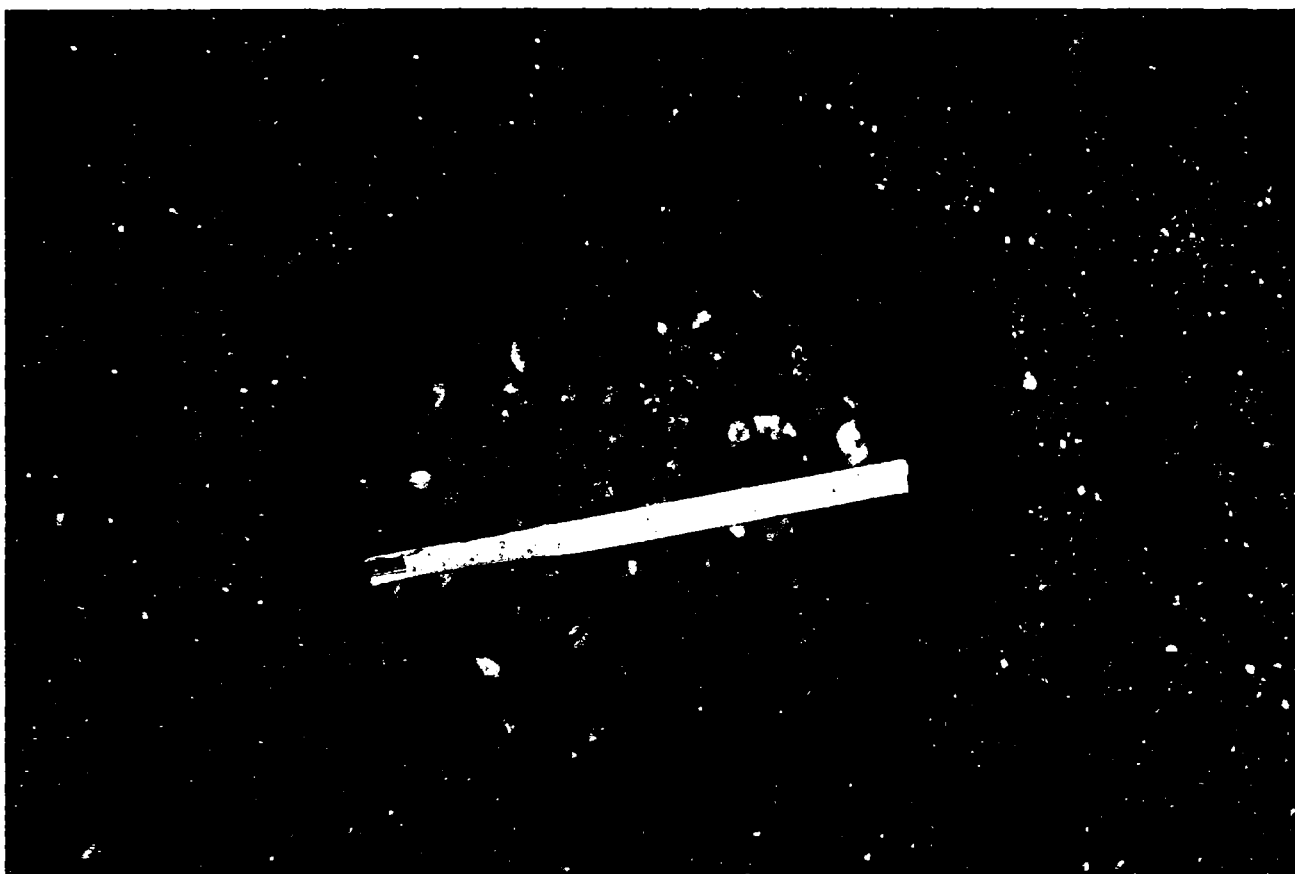


Fig. 6. 31 Vedere de sus a gropilor ștanțate cu bulb pentru modelul 3

Din figura 6.31 se poate observa că și în cazul modelului 3 (semisfera cu placă antireflectantă), D_{med} este tot 19,50 cm ca și la modelul 1, iar forma

UNIV. "POLITEHNICA"
TIMISOARA
BIBLIOTECA CENTRALA

bulbului este asemănătoare cu cea prezentată în figura 6.28.

Constatările prezentate anterior au fost făcute pentru bulbi realizați dintr-o singură tranșă de material reprezentând aproximativ o treime din volumul modelelor ștanțate.

La determinarea valorilor capacității portante a modelului de formă semisferică (modelul 1) și a celui cu formă de trunchi de con, prin utilizarea rezultatelor încercărilor experimentale, s-a folosit următoarea relație de calcul:

$$P = k \cdot m \cdot P_{cr},$$

în care:

$k = 0,7$ coeficient de omogenitate;

$m = 0,9$ coeficient al condițiilor de lucru;

P_{cr} – valoarea treptei de încărcare anterioară încărcării maxime la care s-a produs cedarea terenului de fundare (P_r).

Valorile capacităților portante determinate pe cale experimentală pentru cele două modele au fost comparate cu cele calculate cu metoda Berezanțev, adoptată de către doctorand la formele modelelor respective și prezentată în capitolul 4.

Pentru a determina capacitatea portantă a acestor modele cu metoda Berezanțev pentru d_{med} (metoda III), a fost necesar să se determine unghiul frecării interioare al terenului îmbunătățit prin ștanțare din jurul modelelor, în etapa I, și respectiv în etapa a II-a. Prin încercările de forfecare directă efectuate pe probe reconstituite în laborator pentru indicele porilor corespunzător gradului de îndesare determinat experimental, au rezultat următoarele valori ale unghiului frecării interioare: $\phi = 34^\circ$ pentru etapa I și $\phi = 38^\circ$ pentru etapa a II-a. În figurile 6.32 și 6.33 sunt reprezentate dreptele intrinseci rezultate în urma încercărilor de forfecare efectuate.

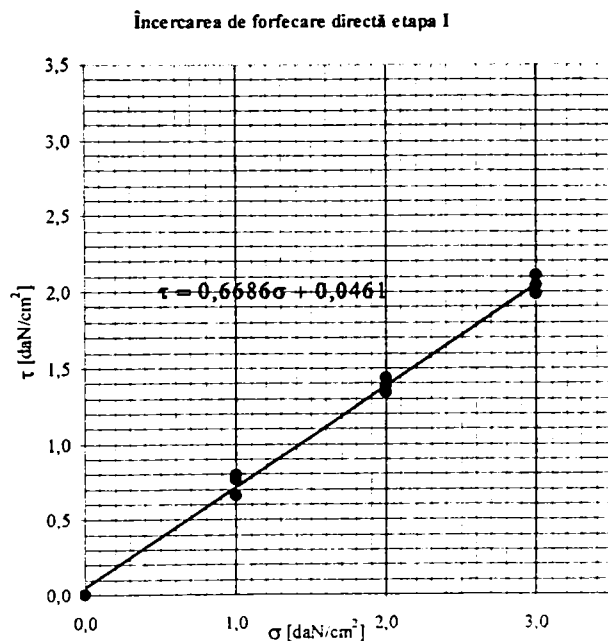


Fig. 6. 32. Forfecare directă etapa I.

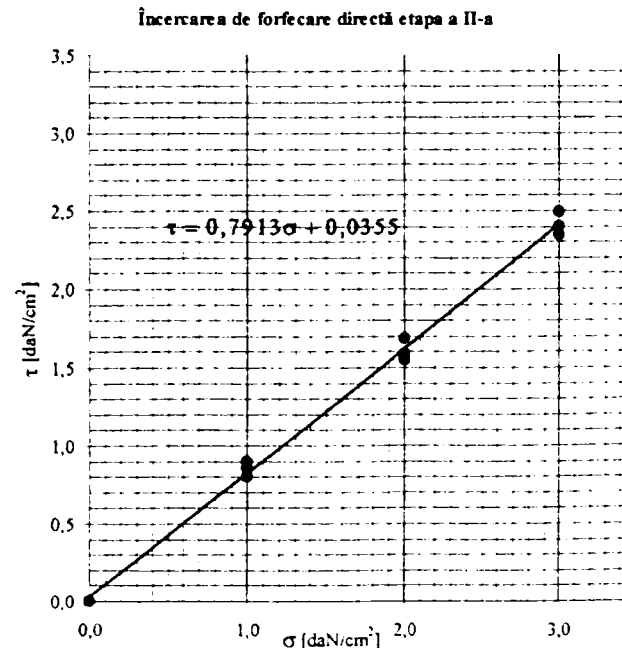


Fig. 6. 33. Forfecare directă etapa a II-a.

Valorile capacităților portante ale elementelor de fundare de formă semisferică și a celui cu formă de trunchi de con, determinate teoretic și experimental, precum și diferențele procentuale, sunt prezentate în tabelul 6.17.

Valorile capacităților portante determinate teoretic și experimental

Tabelul 6.17

Etapa încercărilor	Modelul 1 (semisfera)			Modelul 2 (trunchiul de con)		
	Capacitatea portantă determinată prin:		Diferență [%]	Capacitatea portantă determinată prin:		Diferență [%]
	Metoda Berezanțev pe d_{med} [daN]	Experimental [daN]		Metoda Berezanțev pe d_{med} [daN]	Experimental [daN]	
Etapa I	704	832	15	571	693	18
Etapa II	1435	1663	14	1160	1386	16

6.4. Concluzii

Rezultatele încercărilor experimentale efectuate și unele observații și constatări făcute pe timpul realizării acestora, permit sublinierea următoarelor concluzii principale:

- efectul de îmbunătățire a terenului prin ștanțarea gropii de fundație și extinderea zonei îmbunătățite depind de o serie de factori: natura și starea inițială a terenului de fundare, forma elementului cu care se realizează ștanțarea, tehnologia de execuție a ștanțării, etc.;

- conceperea unei fundații prefabricate având formă de semisferă care poate fi utilizată și ca element de ștanțare;

- folosirea pentru prima dată în procesul de ștanțare a gropilor pentru fundații a unui echipament având formă de semisferă care prezintă avantajul unei îmbunătățiri mai uniforme, atât pe verticală cât și pe orizontală a terenului de fundare, în comparație cu elementele având alte forme: trunchi de piramidă, trunchi de con utilizate până în prezent;

- conlucrarea mai bună cu terenul a fundațiilor de formă semisferică realizate în gropi ștanțate se concretizează în capacitatea portantă mai mare în comparație cu cele care au forme de trunchi de con;

- prezența plăcii antirefulante la fundațiile de formă semisferică realizate în gropi ștanțate sporește substanțial capacitatea portantă a acestora;

- ștanțarea cu bulb din balast conduce la creșterea semnificativă a capacității portante a fundațiilor realizate în gropi ștanțate;

- compararea valorilor capacității portante determinată prin metoda teoretică Berezanțev pe d_{med} cu cele obținute experimental, confirmă faptul că

adoptarea acestei metode pentru calculul capacității portante a fundațiilor de formă semisferică și de trunchi de con, făcută de doctorand este pe deplin corespunzătoare.

Cap. 7. CONCLUZII FINALE

În cazul construcțiilor amplasate pe terenuri bune de fundare valoarea lucrărilor de execuție a infrastructurii acestora reprezintă în medie 10...15 % din valoarea totală a lucrărilor de construcții-montaj, iar manopera poate consuma până la 25 % din manopera totală. În cazul terenurilor de fundare dificile, se impune adoptarea unor soluții speciale de fundare și tehnologii adecvate de execuție, care fac ca procentajele menționate anterior să fie și mai mari. Gradul de industrializare atins de lucrările executate la suprastructura construcțiilor, mai ales datorită folosirii de elemente prefabricate, este mult mai mare decât cel al lucrărilor de la infrastructură, prin urmare este necesară adoptarea unor soluții moderne și eficiente pentru executarea fundațiilor. În consecință preocupările specialiștilor de a stabili și aplica în practică unele tehnici și tehnologii de execuție a lucrărilor de infrastructură, cu un grad sporit de industrializare și mecanizare, care să fie avantajoase atât tehnic cât și economic, sunt pe deplin justificate și obiectiv necesare.

Spre deosebire de lucrările de la suprastructură, la industrializarea lucrărilor de fundații apar probleme speciale de execuție și dificultate în stabilirea unui număr restrâns de tipodimensiuni, datorită condițiilor specifice diferite de acelea care apar la suprastructură și care depind de neomogenitatea terenului de fundare și variabilitatea indicilor de structură ai acestuia, (caracteristicile fizico-mecanice, stratificația, prezența apei freatică, terenurile dificile de fundare etc.) pe de o parte, iar pe de altă parte de varietatea mare a formelor fundațiilor, a încărcărilor precum și de modul de realizare a suprastructurii clădirilor.

Execuția industrializată a lucrărilor de fundații duce la creșterea productivității muncii și la reducerea duratei de execuție a lor. Deoarece în ultimul timp a crescut foarte mult gradul de industrializare pentru elementele de la suprastructură, aceasta generează condiții optime pentru a trece și la industrializarea lucrărilor de fundații.

Industrializarea lucrărilor de fundații se poate realiza acționând concomitent asupra lucrărilor de pământ (săpături, sprijiniri, cofraje, epuismențe, umpluturi) prin folosirea unor utilaje de mare randament, adecvate formei și dimensiunilor săpăturilor (fundațiilor), respectiv a umpluturilor, precum și prin organizarea corespunzătoare a lucrărilor de realizare a fundațiilor propriu-zise.

Lucrările de pământ sunt caracterizate prin mișcarea unor mase mari de pământ, care necesită volum mare de manoperă și energie, prin urmare creșterea productivității muncii depinde în principal de natura terenului de fundare și de nivelul apei freatică și mai puțin de felul fundației, monolită sau

prefabricată, tipizată sau netipizată.

Creșterea gradului de industrializare a lucrărilor de execuție a infrastructurii se poate obține prin **folosirea fundațiilor prefabricate**, soluție prin care se transferă un volum mare de operații, de la șantier, în întreprinderile de prefabricate și respectiv prin **ștanțarea gropilor pentru fundații**, proces prin care se reduce volumul de săpătură și de transport al materialului excavat, îmbunătățindu-se totodată și caracteristicile fizico-mecanice ale terenului din jurul fundațiilor, ceea ce contribuie la creșterea capacității portante a acestora.

Prin executarea prefabricată a fundațiilor se reduce volumul de manoperă, material lemnos, ciment și agregate pe șantier, pot fi folosite aceleași tipare metalice de un număr mare de ori pentru realizarea unor fundații cu blocuri diferite, se îmbunătățesc indicii de utilizare ai macaralelor (ele fiind utilizate și la montarea elementelor la suprastructură), se asigură o activitate continuă în tot timpul anului la executarea lucrărilor de construcții și se reduce durata de execuție, ceea ce conduce la creșterea eficienței investițiilor și implicit la reducerea prețului de cost.

La început prefabricarea fundațiilor a avut tendința să reproducă sau să fragmenteze fundațiile clasice executate monolit (fundații izolate cu bloc și cuzinet-pahar sau fundații izolate cu talpă din beton armat cu/sau fără pahar pentru stâlpi și unele fundații continue pentru pereți). Prin împărțirea fundațiilor în elemente componente, s-a urmărit ca elementele cu dimensiuni mari să fie realizate din mai multe module, în funcție de capacitatea de ridicare a macaralelor de montaj.

Sinteza documentară și analiza efectuată în cadrul capitolului 2, privind diferitele soluții constructive de realizare a fundațiilor, a arătat că deși există o mare varietate de soluții și tipuri de fundații prefabricate, atât sub aspectul formei acestora, cât și a modului de execuție, numărul soluțiilor constructive de fundații prefabricate care în timp s-au impus în practică este relativ redus.

Dimensiunile fundațiilor prefabricate sau ale elementelor lor componente sunt limitate din cauza greutateii acestora, care nu trebuie să depășească capacitatea de ridicare și transport a utilajelor folosite în mod curent pe șantier. Prin urmare având dimensiuni în plan relativ reduse, mai ales fundațiile alcătuite dintr-un singur element, trebuie amplasate pe terenuri bune de fundare, pentru a putea transmite la teren încărcările preluate de la suprastructura construcției.

Din cauza dimensiunilor în plan relativ reduse, fundațiile prefabricate amplasate pe terenuri de fundare mai slabe au capacitate portantă redusă, putând prelua și transmite terenului doar încărcări mici. Sporirea capacității portante a fundațiilor prefabricate amplasate pe terenuri slabe se poate obține prin combinarea soluției de prefabricare cu cea de ștanțare a gropilor de fundație.

Utilizarea ștanțării ca tehnologie de execuție a gropilor pentru fundații

este rezultatul cercetărilor întreprinse în domeniul îmbunătățirii terenului de fundare. Primele studii privind realizarea gropilor pentru fundații folosind procedeul ștanțării prin batere cu un mai greu, având forma și dimensiunile infradosului fundației, au fost semnalate în fosta U.R.S.S. În România, utilizarea ștanțării, la realizarea gropilor pentru fundații, a început în anii 1980 - 1981 ca urmare a studiilor și cercetărilor întreprinse de colectivul de la Universitatea "Politehnica" din Timișoara - Departamentul de Inginerie Geotehnică și Căi de Comunicație Terestre. Inițial vibroștanțarea a fost folosită ca metodă de îmbunătățire generală sau locală a terenului de fundare, cu ploturi din materiale granulare, tehnologie inițiată de prof. dr. ing. M. Păunescu și de prof. dr. ing. M. Marin.

Ștanțarea gropii de fundație constă în faptul că, groapa de fundație nu se realizează prin săpare, ci se obține prin introducerea forțată în teren, prin vibrare sau batere, a unui echipament având forma și dimensiunile infradosului fundației. În groapa astfel realizată se va introduce fundația prefabricată sau se va turna fundația monolită. Forma echipamentului de ștanțare este tronconică sau trunchi de piramidă cu baza mare la partea superioară, pentru a mări efectul de îndesare al pământului și pentru a putea fi ușor de extras.

Ștanțarea gropii de fundație se execută fie prin batere, fie prin vibrare. În urma ștanțării gropii de fundație, în terenul din jurul acesteia, se produce o îndesare în adâncime și în lateral, astfel că în jurul fundației se formează o zonă de teren îndesat, în limitele căruia cresc rezistențele mecanice și se îmbunătățesc proprietățile de deformabilitate și ca urmare fundațiile realizate în gropi ștanțate pot transmite sarcini verticale și orizontale mari, în condițiile unor dimensiuni reduse. Efectul de îmbunătățire a terenului de fundare prin ștanțarea gropilor depinde de natura și starea inițială a terenului, dar și de forma elementului sau fundației prin care se realizează ștanțarea. Pentru a crește capacitatea portantă la încărcări verticale, orizontale și momente s-a trecut la mărirea zonei compactate din jurul gropii prin realizarea la partea inferioară a fundației a unui bulb din material cu rezistențe mecanice superioare (piatră spartă, balast, etc).

Fundațiile prefabricate sau monolite executate în gropi ștanțate, reprezintă o soluție eficientă, atât tehnic cât și economic, iar realizarea fundațiilor în gropi ștanțate, mai ales a celor prefabricate asigură un grad ridicat de industrializare și mecanizare a lucrărilor de fundații.

Urmărirea în exploatare a unor construcții având fundații prefabricate executate în gropi ștanțate a arătat o bună comportare în timp a acestora, tasările produse fiind mult mai mici decât cele admise, iar stabilizarea lor s-a realizat relativ repede.

Din analiza metodelor de calcul al capacității portante a terenului de fundare (pentru fundații prismatice sau cilindrice) se observă că studiul problemei plane este mult mai avansat decât cel al problemei spațiale, problema spațială fiind rezolvată de V.G. Berezanțev doar pentru câteva cazuri

particulare (spre exemplu la fundațiile axial simetrice de suprafață și de adâncime). Alți autori au adaptat metodele problemei plane la cea spațială, folosind aceleași relații de calcul, dar cărora li se aplică coeficienți de trecere de la problema plană la problema spațială (ex. Terzaghi, Mayerhof), coeficienți ce au fost determinați empiric sau pe cale teoretică aproximativă.

Pe de altă parte se poate observa că metodele de determinare a capacității portante a terenului de fundare dau rezultate diferite, din cauza modului diferențiat de conducere a calculului și a ipotezelor simplificatoare făcute.

În ceea ce privesc metodele de calcul al capacității portante a fundațiilor realizate în gropi ștanțate se poate observa că nu există practic o metodă de calcul care să se fi impus în calculul acestor fundații. În momentul actual, calculul acestor fundații se face conform “Îndrumătorului de proiectare și executare a gropilor ștanțate pentru fundații” Indicativ C230 – 89. Inexistența unei metode clare de calcul se datorează pe de o parte complexității distribuției eforturilor ce apar în cazul problemei spațiale (axial simetrică pentru trunchiul de con), iar pe de altă parte, formelor speciale (de trunchi de piramidă sau trunchi de con) ale acestor fundații, forme care prezintă într-adevăr avantajul unor suprafețe laterale înclinate, ce contribuie la îmbunătățirea caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului de fundare din jurul fundației prin procesul de ștanțare, dar pentru care nu este suficient de clar modul de determinare a capacității portante a terenului de fundare sub astfel de fundații.

Studiile efectuate în cadrul capitolului 4 au avut drept scop adaptarea unor metode teoretice de calcul, în vederea folosirii lor la calculul fundațiilor cu formă de trunchi de con și semisferă, realizate în gropi ștanțate. Se prezintă de asemenea, ipotezele făcute de către doctorand pentru adaptarea și aplicarea unor metode teoretice de calcul la determinarea capacității portante a fundațiilor cu formă de trunchi de con și semisferă, realizate în gropi ștanțate.

V. G. Berezanțev, folosind rezultatele lui Sokolovski, a extins studiul stării de eforturi limită a mediilor disperse la problema spațială pentru cazul în care starea de tensiuni este simetrică față de o axă, deducând ecuațiile diferențiale de bază (în coordonate cilindrice) ale stării de eforturi limită și rezolvând astfel o serie întreagă de probleme din practica inginerescă. Metodele de calcul dezvoltate de Berezanțev au fost acceptate și pentru calculul capacității portante a fundațiilor circulare încărcate centric.

În metodele de calcul adaptate de către doctorand pentru calculul capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate și notate în teză cu I, II și III, presiunea critică a terenului de fundare s-a determinat conform teoriei lui Berezanțev, iar pentru metodele IV și V, p_{cr} s-a determinat folosind coeficienții de capacitate portantă din EUROCODUL 7, respectiv din STAS-ul 3300/2-85.

Studiile teoretice și încercările experimentale întreprinse au avut ca obiectiv analizarea și elucidarea unor aspecte teoretice și practice referitoare

la:

- ipoteze și metode aplicabile la calculul capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate;
- aplicarea metodei elementelor finite la calculul capacității portante a fundațiilor executate în gropi ștanțate;
- modelarea pe calculator a conlucrării fundațiilor realizate în gropi ștanțate cu terenul din jur (presiunile dezvoltate în teren, deformațiile produse, modul de cedare a terenului);
- efectul de îmbunătățire a terenului prin ștanțarea gropilor de fundare;
- influența formei fundațiilor prefabricate realizate în gropi ștanțate asupra capacității lor portante.

În cadrul capitolului 5 au fost prezentate studiile teoretice și concluziile rezultate în urma modelării numerice, de către doctorand, a unor elemente de fundare cu diferite forme, folosind programul de calcul **CESAR** elaborat de Laboratoire Central des Pont et Chaussées (**LCPC**), la baza căruia stă metoda elementelor finite. Această metodă constă în discretizarea structurii reale 2D sau 3D într-un număr finit de elemente cu proprietăți fizico-mecanice simplificate, metoda considerând structura continuă ca fiind alcătuită din mai multe părți mici, numite elementele finite, continue în cuprinsul lor și care sunt legate în noduri în care se vor obține soluțiile problemei. Prin utilizarea acestei metode analiza întregii structuri este redusă la studiul elementelor componente ale structurii reale, rezultate ca urmare a discretizării acesteia.

Soluțiile de fundare studiate au constat din modelarea unor fundații realizate ca elemente prefabricate de formă specială (placă cilindrică, emisferă și trunchi de con), dispuse pe rând în: gropi săpate (groapa s-a realizat îndepărtând pământul din săpătură prin săpare), gropi ștanțate fără bulb (groapa s-a realizat prin îndesarea în adâncime și în lateral a pământului cu ajutorul unui echipament având forma infradosului fundației) și gropi ștanțate cu bulb. Studiul realizat a avut drept scop determinarea capacității portante a acestor elemente de fundare, urmărindu-se totodată și starea de eforturi, de deformații și deplasări ce apare în terenul de fundare (coeziv sau necoeziv), pentru diferite trepte de încărcare.

În urma studiilor efectuate rezultă că elementul de fundare având formă de emisferă are o capacitate portantă mai mare decât cel cu formă de trunchi de con, atât în cazul fundării în pământ necoeziv cât și în cazul fundării în pământ coeziv (gropi săpate). În plus se observă că în cazul unui pământ necoeziv capacitatea portantă a elementului de fundare este influențată într-o mai mare măsură de forma elementului de fundare, forma de emisferă fiind mai avantajoasă. Comparând fundația clasică (placă cilindrică) cu elementele având formă de emisferă și de trunchi de con, introduse în gropi săpate, se observă că acestea din urmă au capacități portante mai reduse dar au și volume de beton cu cca. 33 % mai mici decât elementul având formă de placă cilindrică. Prin urmare, cea mai mare capacitate portantă pe unitatea de volum

o are elementul având formă de emisferă, urmat de cel având formă de trunchi de con, plăcii cilindrice corespunzându-i cea mai mică valoare a capacității portante pe unitatea de volum. Rezultă astfel, că elementul cu comportarea cea mai bună este emisfera urmată îndeaproape de trunchiul de con, și aceasta datorită faptului că elementele având aceste forme conlucrează mai bine cu terenul de fundare. De asemenea, capacitatea portantă a fundațiilor având forme speciale și modelate ca fiind introduse în gropi realizate prin ștanțare simplă, a crescut față de varianta gropilor săpate, elementul emisferă având cea mai bună comportare și în acest caz.

Atunci când elementele de fundare au fost modelate ca fiind introduse în gropi realizate prin ștanțare cu bulb din balast, capacitatea portantă a acestora a sporit considerabil, atât față de variantele în care elementele prefabricate au fost introduse în gropi săpate, cât și față de acelea când elementele au fost introduse în gropi realizate prin simplă ștanțare.

De asemenea, capacitatea portantă a elementelor prefabricate dispuse în gropi ștanțate cu bulb depășește cu mult capacitatea portantă a plăcii cilindrice, ceea ce înseamnă că pentru un consum de beton cu cca. 33 % mai puțin se poate ajunge la o capacitate portantă cu cca. 60...70 % mai mare decât a plăcii cilindrice, și aceasta numai prin simpla ștanțare cu adăugarea unui aport de material la realizarea gropii de fundație. Trebuie remarcat de asemenea, că prin realizarea gropii printr-un astfel de procedeu se elimină lucrările de săpătură și de transport a materialului săpat.

Din analiza stării de eforturi în teren rezultă că, distribuția eforturilor în teren la elementul de fundare având formă de emisferă este mult mai uniformă, față de cea de la elementul în formă de trunchi de con pentru toate variantele analizate. În plus se observă că, la elementul având formă de trunchi de con, apare o concentrare mai mare a eforturilor unitare verticale în zonele marginale ale bazei.

Pornind de la considerentul că fundațiile prefabricate realizate în gropi ștanțate pot fi folosite și ca elemente cu care se execută ștanțarea și prin aceasta îmbunătățirea terenului de fundare, doctorandul a întocmit și realizat un program de încercări experimentale în acest sens, ale căror rezultate sunt prezentate și interpretate în capitolul 6 al tezei.

Încercările experimentale efectuate au urmărit următoarele aspecte:

- studierea fenomenelor ce însoțesc procesul de ștanțare prin utilizarea straturilor de nisip colorat cu scopul scoaterii în evidență a zonei deformată precum și vizualizarea dimensiunilor bulbului din material granular;
- studiul capacității portante a unor fundații de diverse forme realizate în gropi ștanțate și supuse la solicitări verticale de compresiune.

Pentru a evidenția fenomenele ce însoțesc procesul de ștanțare, încercările experimentale au fost realizate într-un stand cu nisip adus în două stări diferite de îndesare (afânat și îndesare medie), iar pentru evidențierea deformațiilor, în vecinătatea peretelui de plexiglas s-a realizat un strat de nisip

colorat cu grosimea de 2 cm, la echidistanța de 6 cm în cazul nisipului aflat în stare afânată, respectiv la echidistanța de 10 cm, pentru nisipul aflat în stare de îndesare medie. Elementul prefabricat de fundație a fost realizat sub formă de sfert de sferă cu diametrul de 22,5 cm (model scară 1 : 4) și a fost introdus mai întâi într-o groapă realizată prin ștanțare simplă (groapa s-a realizat prin îndesarea în adâncime și în lateral a pământului cu ajutorul elementului prefabricat), apoi în groapă ștanțată cu bulb din material granular (bulb realizat din una, respectiv două tranșe de material de adaos, unde o tranșă reprezintă volumul gropii ștanțate).

Îmbunătățirea terenului de fundare prin ștanțare a fost pusă în evidență pe baza variației în adâncime a următoarelor caracteristici fizice: densitatea în stare uscată (ρ_d), indicele porilor (e), porozitatea (n) și densitatea în stare naturală (ρ), pe baza cărora au fost stabilite dimensiunile zonei îndesate, în timp ce dimensiunile bulbului au fost stabilite prin vizualizare directă. Studiul efectuat a scos în evidență și faptul că forma și dimensiunile bulbului și ale zonei îndesate, depind în mare măsură de forma echipamentului de ștanțare, de natura și starea terenului de fundare, dar și de cantitatea de material utilizat la realizarea bulbului. Forma de semisferă a fundației, respectiv a elementului de ștanțare, produce o extindere mai uniformă pe verticală și orizontală a zonei îndesate, ceea ce are un efect favorabil asupra capacității portante a fundațiilor realizate în gropi ștanțate cu element semisferic, în comparație cu elementele de ștanțare utilizate până în prezent.

Încercările experimentale efectuate în scopul determinării capacității portante a unor fundații de diverse forme realizate în gropi ștanțate și supuse la solicitări verticale de compresiune, au fost efectuate pe modelele (scară 1 : 4) de fundații având formă de semisferă ($D = 22,5$ cm) și respectiv de trunchi de con, ale căror dimensiuni au fost determinate punând condiția ca volumele celor două elemente să fie echivalente. Din această condiție au rezultat pentru modelul având formă de trunchi de con următoarele dimensiuni: $D = 22,5$ cm, $d = 13,8$ cm și $h = 11,25$ cm. Al treilea element studiat a fost elementul semisferă cu placă antirefulantă, modelul având următoarele dimensiuni: diametrul semisferei $D = 22,5$ cm și $h_p = l_p = 5$ cm, unde h_p reprezintă înălțimea iar l_p este lățimea în consolă a plăcii antirefulante.

Rezultatele încercărilor experimentale efectuate și unele observații și constatări făcute pe timpul realizării acestora, permit sublinierea următoarelor concluzii principale:

- efectul de îmbunătățire a terenului prin ștanțarea gropii de fundație și extinderea zonei îmbunătățite depind de o serie de factori: natura și starea inițială a terenului de fundare, forma elementului cu care se realizează ștanțarea, tehnologia de execuție a ștanțării, etc.;

- forma semisferică a elementului de ștanțare asigură o îmbunătățire mai uniformă, atât pe verticală cât și pe orizontală a terenului, în comparație cu elementele având alte forme: trunchi de piramidă, trunchi de con;

- conlucrarea mai bună cu terenul a fundațiilor de formă semisferică realizate în gropi ștanțate se concretizează în capacitatea portantă mai mare în comparație cu cele care au formă de trunchi de con;

- prezența plăcii antirefulante la fundațiile de formă semisferică realizate în gropi ștanțate sporește substanțial capacitatea portantă a acestora, mai ales în cazul în care aceasta este introdusă în timpul ștanțării în teren pe toată înălțimea sa;

- ștanțarea cu bulb din balast conduce la creșterea semnificativă a capacității portante a fundațiilor realizate în gropi ștanțate;

- spre deosebire de elementele de ștanțare utilizate până în prezent (trunchi de piramidă și trunchi de con), elemente care prezintă dezavantajul că în procesul de ștanțare pot rezulta gropi de fundații ale căror axe de simetrie sunt înclinate față de verticală, ceea ce face ca la montajul elementului în groapa ștanțată acesta să nu fie în contact integral cu pereții gropii, având abateri atât de la axul de fundare cât și de la cota de poziționare a fundațiilor, la elementele având formă de semisferă acest dezavantaj este inexistent datorită formei elementului de ștanțare semisferic;

- compararea valorilor capacității portante determinată prin metoda teoretică Berezanțev pe d_{med} cu cele obținute experimental, confirmă faptul că adaptarea acestei metode pentru calculul capacității portante a fundațiilor de formă semisferică și de trunchi de con, făcută de doctorand este pe deplin corespunzătoare.

Rezumând problematica abordată în cadrul tezei, în continuare se vor enunța contribuțiile personale ale autorului privind studiul conlucrării cu terenul de fundare a fundațiilor prefabricate având formă de semisferă, stabilirea unor metode de calcul al capacității portante a acestor fundații introduse în gropi săpate sau ștanțate, precum și utilizarea elementelor cu formă semisferică la realizarea gropilor executate prin ștanțare, cu sau fără bulb din material granular de adaos, după cum urmează:

- Sintetizarea, sistematizarea și analizarea datelor din literatura de specialitate cu privire la industrializarea lucrărilor de fundații, a diverselor soluții constructive de prefabricare a fundațiilor, a diverselor soluții de realizare a gropilor de fundații utilizând procedeul ștanțării precum și a metodelor de calcul al capacității portante a unor astfel de sisteme de fundare;
- Studiul fundațiilor prefabricate având formă de semisferă care pot fi utilizate și ca elemente de ștanțare;
- Elaborarea unor metode de calcul al capacității portante a fundațiilor având formă de semisferă sau trunchi de con executate în gropi săpate sau ștanțate;

- Folosirea pentru prima dată în procesul de ștanțare a gropilor pentru fundații a unui echipament având formă de semisferă care prezintă avantajul unei îmbunătățiri mai uniforme, atât pe verticală cât și pe orizontală a terenului de fundare, în comparație cu elementele având alte forme: trunchi de piramidă, trunchi de con utilizate până în prezent;
 - Efectuarea unor studii privind realizarea unei plăci antirefulante la partea superioară a elementului având formă de semisferă și evidențierea efectului favorabil al prezenței acesteia în procesul de ștanțare a gropilor pentru fundații;
 - Modelarea comportării neliniare a terenului de fundare prin utilizarea programului CESAR, bazat pe metoda elementelor finite, folosit la calculul capacității portante a fundațiilor având forme de placă cilindrică, semisferă și respectiv trunchi de con, considerate a fi executate în gropi săpate, gropi realizate prin ștanțare simplă și respectiv ștanțare cu bulb, în teren coeziv sau necoeziv, cu evidențierea stării de eforturi și deformații ce apare în jurul elementelor de fundare analizate;
 - Realizarea unui program experimental de încercări efectuate în condiții de laborator la scară 1: 4, pentru:
 - evaluarea dimensiunilor zonei îndesate din jurul modelului de fundație așezat în groapă ștanțată și folosit și ca element de ștanțare, în varianta de ștanțare simplă sau cu bulb din material granular;
 - evaluarea efectului de îmbunătățire a caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului natural în urma procesului de ștanțare a gropilor, prin analiza valorilor acestora, determinate înainte și după ștanțare;
 - determinarea și analiza valorilor capacității portante a unor modele de fundare având diverse forme, pentru diferite stări inițiale ale terenului de fundare și variante de ștanțare;
 - verificarea metodelor elaborate sau adaptate pentru calculul capacității portante a fundațiilor cu formă semisferică și trunchi de con realizate în gropi ștanțate.
- Prin sinteza documentară realizată pentru a intra în domeniul de cercetare abordat, prin studiile teoretice efectuate și prin programul experimental conceput și realizat, întreaga problemă a tezei poate fi considerată ca un aport original și inedit al autorului la studiul general al utilizării fundațiilor prefabricate având formă de semisferă executate în gropi ștanțate.

BIBLIOGRAFIE

1. AVRAM, C., BOB, C., STOIAN, V., (1984)- **Structuri din beton armat; Metoda elementelor; Teoria echivalențelor**, Editura Academiei, București.
2. ATEF, DRAK, AL-SEBAI, (1983) - **Contribuții la studiul unor soluții moderne de fundare directă a clădirilor**, teză de doctorat.
3. ALAGAHGI, M., (1982) - **Contribuții privind gradul de prefabricare la lucrările ciclului zero pentru clădirile de locuințe P+4 etaje**, teză de doctorat.
4. ALAGAHGI, M., (1981) - **Fundații prefabricate spațiale pentru blocuri de locuințe S+P+4 etaje**, (Sesiunea Științifică Jubiliară “ 40 de ani de Învățământ Superior de Construcții la Iași”)
5. ARIMAS, R., (1968) - **Consolidation des sols par vibration**, Paris, Rev.Construcții nr. 10/1968 și 7 - 8/1969.
6. ANDREI, S., ANTONESCU, I., (1980) - **Geotehnică și fundații**, Institutul de Construcții, București.
7. BALLY, R., J., PERLEA, V., (1983) - **Diguri și baraje din materiale locale pe terenuri slabe de fundare**, Ed. "Ceres" București.
8. BELEȘ, A., MIHĂILESCU, C., MIHĂILESCU, Ș., (1977) – **Calculul construcțiilor amplasate pe terenuri deformabile** (Interacțiunea structură-fundație –teren), Ed. Academiei R.S.R., București.
9. BEREZANȚEV, V., G., (1952) – **Problema axială simetrică a echilibrului limită a maselor disperse**, Gosstroiydat
10. BOLDUREAN, I., P., STANCIU, V., (1987) - **Aspecte privind soluția de fundare prin șanțare ala un cvartal de locuințe din Bocșa**, A VI-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, Galați.
11. BOLDUREAN, I., P., (1989) - **Considerație asupra conlucrării construcție teren în cazul fundațiilor executate în gropi șanțate**, Simpozion Interacțiune Structură-Teren de Fundare, mai, Iași..
12. 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, Timișoara.
13. BOLDUREAN, I., P., (1992) - **Capacitatea portantă a elementelor de fundație șanțate scurte**, A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații Timișoara.
14. BOLDUREAN, I., P., (1996) - **Contribuții la stabilirea soluțiilor constructive și a capacității portante a fundațiilor executate în gropi șanțate**, teză de doctorat, Timișoara.

15. BROWLES, J., E., (1988) - **Foundation analysis and design**, McGraw-hill international editions.
16. BOLDUREAN, I., P., MIREA, MONICA, NICORAȘ, V., (1999) - **Studiul unei soluții de fundare prin metoda elementului finit cu programul de calcul CESAR-LCPC**, "Zilele Academice Timișene", Timișoara.
17. BOLDUREAN, I., P., MIREA, MONICA, NICORAȘ, V., (1999) - **Verificarea stabilității structurii de sprijin a unui versant instabil**, "Zilele Academice Timișene", Timișoara.
18. BRAD, I. I., (1998) - **Contribuții la studiul interacțiunii suprastructură - fundație - teren la clădirile de locuințe**, teză de doctorat.
19. CAQUOT, A., KERISEL, J., (1968) - **Tratat de mecanica pământurilor**, Ed. Tehnică București.
20. CARACOSTEA, A., D., (1977) - **Manual pentru calculul construcțiilor**, Editura Tehnică, București.
21. CASSIDY, M., J., HOULSBY, G., T., (2002) - **Vertical bearing capacity factors for conical footings on sand**, Geotechnique 52, No. 9, 687–692 TECHNICAL NOTE
22. CISIELSKI, P., (1966) - **Schell Foundation for toner schapod structures**, Bratislava.
23. CULIȚĂ, C., (1979) - **Consolidarea în adâncime a terenurilor slabe de fundare prin procedee mecanice**, Rev. Construcții nr. 6.
24. DASCALU, V., MIHALACHE, A., (1982) - **Aspecte teoretice și practice ale realizării elevațiilor prefabricate spațiale la clădirile de locuit din panouri mari**, Rev. Construcții nr.11.
25. DIMA, G., (1965) - **Studii asupra modificării caracteristicilor fizico- mecanice ale maselor de pământ supuse acțiunii vibrațiilor**, rezumat teză de doctorat, București.
26. FOSTI, V., (1978) - **Fundații conice**, Sesiunea Științifică a Institutului Politehnic Cluj - Napoca - Comunicări
27. FOSTI, V., (1986) - **Utilizarea plăcilor curbe subțiri ca fundații pentru construcții circulare**, Simpozion " Soluții noi, eficiente în proiectarea și execuția structurilor".
28. FOSTI, V., (1990) - **Utilizarea plăcilor curbe subțiri din beton armat la infrastructuri**, teză de doctorat, Cluj Napoca.
29. FORNI, M., (1981) - **Foundations speciales et reprises on sous oeuvre**, Editione Eyrolles, Paris.
30. GIURGEA, T., GOSPODINOV, N., (1974) - **Executarea fundațiilor prin metode industriale**, sinteză documentară, CDCAS, București.
31. GRYMANSKI, M., (1980) - **Stress and displacements in subsoil's strengthened by load bearing fills**, Sixth Danube Eur SMFE, Varna

32. GRUIA, AGNETA, (1979) - **Contribuții la cercetarea în "situ" prin metoda penetrării dinamice cu con**, teză de doctorat, Timișoara.
33. HAIDA, V., (1979) - **Contribuții la studiul comportării pământurilor soliciitate dinamic și folosirii tehnicii vibrării în geotehnică-vibroforaje**, teză de doctorat, Timișoara.
34. HAIDA, V., VASILONI, N., GRUIA, AGNETA, (1983) - **Metode de calcul și experimentale pentru determinarea capacității portante a terenurilor de fundare necoezive îmbunătățite prin tehnica vibrării**, Contr. 970.
35. HAIDA, V., VASILONI, N., GRUIA, AGNETA, (1986) - **Studii privind caracteristicile fizico-mecanice ale terenului îmbunătățit prin tehnica vibrării**, Simpozion "Soluții noi eficiente în proiectarea și execuția structurilor", Timișoara.
36. HAIDA, V., GRUIA, AGNETA, (1996) - **Îndrumător de proiectare fundații directe**, centrul de multiplicare U.P.T.
37. HAIDA, V., MARIN, M., MIREA, MONICA, (2004)– **Mecanica Pământurilor**, Ed. Orizonturi universitare, Timișoara.
38. HOULSBY, G., T., ARTIN, C., M., (2003) - **Undrained bearing capacity factors for conical footings on clay**, Geotechnique 53, No. 5, 513–520, TECHNICAL NOTE
39. IVAN, M., (1983) - **Teoria elasticității**
40. JEREBNOV, A., GORDDEV, V., (1971) - **Utilizarea panourilor mari în cazul amenajării fundațiilor în raioanele seismice**, Ilisnoe Stroitelstv, nr. 6.
41. KLEIN R., BALLY R.J. (1983) - **Aprecieri privind efectul comportării dinamice intensive asupra construcțiilor**, A V-a Conf. de Geotehnică și Fundații, Cluj Napoca.
42. KRUTOV, V., I., RABINOVICI, I.,G., FILATOV, I., A., (1980) - **Fundamenti v vâtrambovanâh Kotiovanah na vodonasâscrâh glinictâh gruntah**, Osnovania i Mehanica Gruntov nr.5, Moscova.
43. KRUTOV, V., I., (1982) - **Osnovania i fundamenti na prosadocinîh gruntah**, Budivelnik Kiev.
44. KURIAN, P., (1982) - **Modern Foundation Introduction to Advanced Techniques**, Data Mc Graw - Hill Publishing Company Limited. New Delhi.
45. LEHR, H., (1954) – **Fundații**, Ed. de stat pentru arhitectură și construcții, București.
46. MAIOR, N., PĂUNESCU, M., (1973) - **Geotehnică și fundații**, Ed. Didactică și Pedagogică București.
47. MANOLIU, I., (1983) - **Fundații și procedee de fundare**, Ed. didactică și pedagogică, București.
48. MARIN, M., PĂUNESCU, M., (1983) - **Procedeu și dispozitiv pentru îmbunătățirea terenurilor slabe de fundare**, Brevet de invenție nr. 81746.

49. MARIN, M., (1983) - **Fundații continue prefabricate pentru clădiri cu suprastructură din panouri mari**, teză de doctorat, Timișoara.
50. MARIN, M., (1992) - **Fundații prefabricate realizate în gropi stanțate**, A VII-a Conferință de Geotehnică și Fundații, Timișoara.
51. MARIN, M., (1992) - **Elemente de calcul a piloților de formă piramidal prismatică**, A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, Timișoara.
52. MARIN, M., JEBELEANU, E., SAVA, M., (1986) - **Soluții moderne pentru fundații izolate**, Simpozion "Soluții noi, eficiente în proiectarea și execuția structurilor", Timișoara.
53. MARINOV, R., KORECK, I., (1979.) - **Utilizarea pereților de subsol prefabricați la clădiri de locuit cu P+4 etaje**, Rev. Construcții, nr. 10.
54. MESTAT, P., HUMBERT, P., (2001) - **Referentiel de tests pour la verification de la programmation des lois comportement dans les logiciels d'elements finits**, Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, mars-avril.
55. MESTAT, P., BERTHELON, P., (2001) - **Modelisation par elements finits des essais sur fondations superficielles a Labenne**, Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, sept-oct.
56. MIHUL, A., STĂNILĂ, ANETA, STĂNILĂ, A., (1983) - **Industrializarea fundațiilor tip pahar**, A V- a Conferința Națională de Geotehnică Cluj Napoca 1-3 sept.
57. MIHUL, A., (1983) - **Noi orientări în prognoza dezvoltării fundațiilor**, A VII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, Cluj - Napoca.
58. MIREA, MONICA, HAIDA, V., MARIN, M., (2001) – **Studii privind comportarea unor elemente de fundare realizate în gropi stanțate folosind metoda elementelor finite**, "Zilele Academice Timișene", Timișoara.
59. MIREA, MONICA, HAIDA, V., MARIN, M., (2003) – **Aspecte privind determinarea capacității portante a unor elemente de fundare realizate în gropi stanțate**, "Zilele Academice Timișene", Timișoara.
60. MIREA, MONICA, HAIDA, V., MARIN, M., (2004) – **Studiu experimental privind evidențierea zonei de influență a fundațiilor semisferice încărcate centric**, "A X-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații", 16-18 sept, București.
61. MOCANU, G., (1971) - **Posibilități de utilizare a pânzelor subțiri pentru realizarea fundațiilor**, Rev. Construcții nr.1.
62. NEVES, M., MESTAT, P., FRANK, R., DEGNY, E., (2001) – **Etude du comportement de pieux fores (I. Experimentations in situ et en laboratoire)**, Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, mars-avril.
63. NEVES, M., MESTAT, P., FRANK, R., DEGNY, E., (2001) – **Etude du comportement de pieux fores (II. Modelisation par elements finit)**, Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, mars-avril.

64. OPREA, C., I., (1978) - **Contribuții la studiul fundării construcțiilor prin utilizarea plăcilor curbe subțiri**, rezumat teză de doctorat, București.
65. PACOSTE, C., STOIAN, V., DUBINĂ, D., (1988) - **Metode moderne în mecanica structurilor**, Ed.
66. PĂUNESCU, M., (1966) - **Folosirea vibrațiilor la executarea unor lucrări de fundații**, Ed. Tehnică, București.
67. PĂUNESCU, M., HAIDA, V., GRUIA, AGNETA, (1973) - **Fundații**, Ed. Didactică și pedagogică, București.
68. PĂUNESCU, M., (1979) - **Tehnica vibrării în realizarea fundațiilor**, Ed. Facla, Timișoara
69. PĂUNESCU, M., (1980) - **Îmbunătățirea terenurilor slabe în vederea fundațiilor directe**, Ed. Tehnică, București.
70. PĂUNESCU, M., BANCEA, OLGA, MARIN, M., MIHU, P., (1981) - **Soluții noi de fundare directă pe gropi stanțate cu maiul greu**, Rev. Construcții nr. 11.
71. PĂUNESCU, M., (1982) - **Soluții noi de consolidare a terenurilor slabe, folosind ploturi stanțate prin vibropresare**, Rev. Construcții nr.9.
72. PĂUNESCU, M., VIȚĂ, I., MARIN, M., (1983) - **Procedeu pentru realizarea fundațiilor prin vibrostanțare**, Brevet de invenție nr.81747.
73. PĂUNESCU, M., MARIN, M., (1983) - **Determinarea capacității portante limită pentru un colțar din beton**, A V-a Conferință de Geotehnică și Fundații. Cluj Napoca.
74. PĂUNESCU, M., VASILONI, N., BOLDUREAN, I., P., (1983) - **Calculul capacității portante la starea limită de deformații a elementului de fundare tip colțar**, A V-a Conferință de Geotehnică și Fundații Cluj Napoca.
75. PĂUNESCU, M., TUDOR, V., CIOMOCOS, T., KORECK, I., (1974) - **Fundație prefabricată pentru clădiri de locuit și procedeu de realizare**, Brevet de invenție nr. 69423.
76. PĂUNESCU, M., (1978) - **Instalație pentru introducerea sau smulgerea unor elemente de fundații prin vibropresare sau vibropercuție**, Brevet nr. 77531.
77. PĂUNESCU, M., CIOMOCOȘ, T., MARIN, M., KORECK, I., ROȘA, SIDONIA, MATEI, M., (1982) - **Structură din elemente prefabricate din beton armat pentru infrastructura construcțiilor**, Brevet de invenție nr. 80382.
78. PĂUNESCU, M., SCORDALIU, I., GHELLERT, F., (1985) - **Elemente de dimensionare a vibropercutoarelor cu cădere liberă utilizate la înfigerea în teren a elementelor**, Rev. Mecanizarea Construcțiilor nr.3
79. PĂUNESCU, M., SCORDALUI, I., MARIN, M., (1985) - **Fundații în gropi stanțate o soluție modernă de fundare a construcțiilor**, Revista Construcții nr.6.
80. PĂUNESCU, M., SCORDALIU, I., MARIN, M., (1985) - **Soluții constructive pentru**

- ștanțarea gropilor de fundare în vederea realizării unor fundații eficiente**, Contr. 558.
81. PĂUNESCU, M., BOLDUREAN, I., P., MUNTEANU, O., (1985) - **Clădiri realizate pe fundații executate prin ștanțarea gropilor de fundare** SELC IV Baia Mare.
 82. PĂUNESCU, M., MARIN, M., (1986) - **Soluții moderne pentru fundații directe**, Ed. Facla, Timișoara.
 83. PĂUNESCU, M., SCORDALIU, I., (1986) - **Elemente de proiectare a fundațiilor executate prin ștanțare**, Simpozion "Soluții noi eficiente în proiectarea și execuția structurilor", Timișoara.
 84. PĂUNESCU, M., SCORDALIU, I., VASILONI, N., (1986) - **Studii pentru optimizarea formei elementelor de fundare piramidale realizate prin ștanțare**, Simpozion "Soluții noi eficiente în proiectarea și execuția structurilor", Timișoara.
 85. PĂUNESCU, M., SCORDALIU, I., COCOȘ, F., (1986) - **Studii privind zona de îndesare ce apare în urma procesului de ștanțare**, Simpozion "Soluții noi eficiente în proiectarea și execuția structurilor", Timișoara.
 86. PĂUNESCU, M., MARIN, M., SCORDALIU, I., (1986) - **Elemente de proiectare a fundațiilor executate prin ștanțare**, Simpozion "Soluții noi eficiente în proiectarea și execuția structurilor", Timișoara.
 87. PĂUNESCU, M., MARIN, M., DRAK, A. (1986) - **Soluții de prefabricare a fundațiilor sub pereți portanți**, (Simpozion „Soluții noi, eficiente în proiectarea și execuția structurilor”)
 88. PĂUNESCU, M., MARIN, M., DRAK, A., (1986) - **Realizări privind prefabricarea fundațiilor continue**, (Simpozion “Soluții noi, eficiente în proiectarea și execuția structurilor”)
 89. PĂUNESCU, M., MARIN, M., SCORDALIU, I., (1987) - **Aspecte privind executarea fundațiilor prin ștanțare**, A VI-a Conferință de Geotehnică și Fundații, Galați.
 90. PĂUNESCU, M., VIȚĂ, I., SCORDALIU, I., (1990) - **Mecanizarea lucrărilor de îmbunătățire a terenurilor de fundare**, Ed. Tehnică, București.
 91. POP, V., FOSTI, V., (1975) - **Fundații pe pânze subțiri**, A III-a Conferință de Geotehnică și Fundații, Timișoara.
 92. POP, V., TOMA, MAGDALENA, POPA, A., MUREȘANU, F., - **Elevații prefabricate din elemente spațiale deschise**, Rev. Construcții nr. 4. 1981
 93. POP, V., POPA, A., MUREȘANU, F., MARIS, L., MAMIU, I., (1981) - **Studiu experimental asupra fundațiilor izolate prefabricate încercate excentric după două direcții**, A V-a Conferință Națională de Geotehnică și fundații, Vol. II, Cluj-Napoca.
 94. POP, V., POP, I., MARUȘCIAC, D., ROMAN, MARIȘ L., (1983) - **Considerații privind interacțiunea sol-structură**, Comunicări II Cluj Napoca 1-3 septembrie.

95. POPA, A., TRIPA, I., FOSTI, V., (1987) - **Capacitatea portantă a fundațiilor directe realizate prin șanțare**, A VI-a Conferință de Geotehnică și Fundații, Galați.
96. RĂILEANU, P., (1986) - **Fundații prefabricate pentru structuri de rezistență alcătuite din panouri sau diafragme**, Simpozion “ Soluții noi, eficiente în proiectarea și execuția structurilor .”, Timișoara.
97. RAFIROIU, M., (1982) - **Modele de simulare în construcții**, Ed. Facla, Timișoara.
98. SANDI, H., (1975) - **Metode matriceale în mecanica structurilor. Formularea în deplasări. Programare**, Ed. Tehnică, București.
99. SCHEIN, T., (1980) - **Contribuții la studiul și realizarea fundațiilor indirecte executate cu utilaje vibratoare**, teză de doctorat, Timișoara.
100. SCHEIN, T., SCORDALIU, I., (1992) - **Încercări experimentale privind capacitatea portantă a terenului ranforsat și a fundațiilor executate pe terenuri ranforsate**, A VII-a Conferință de Geotehnică și Fundații, Timișoara.
101. SCHEIN, T., SCORDALIU, I., (1992) - **Posibilități tehnice de ranforsare a terenurilor slabe de fundare utilizând micropiloți realizați în baterii prin vibrașanțare**, A VII Conferință de Geotehnică și Fundații, Timișoara.
102. SCHEIN, T., SCORDALIU, I., (1992) - **Aspecte privind calculul capacității portante a terenului ranforsat**, A VII-a Conferință de Geotehnică și Fundații, Timișoara.
103. SCHEIN, T., SCORDALIU, I., (1995) - **Tehnologii de consolidare a terenurilor din corpul drumurilor**, A X - a Conferință Dunăreană Europeană de Mecanica Pământurilor, Mamaia.
104. SCORDALIU, I., SCHEIN, T., (1990) - **Studii teoretice și experimentale privind îmbunătățirea terenurilor de fundare slabe cu micropiloți, betoane de zgură, prin ranforsarea în adâncime**, Contr. 1511/1990 Benef. MLPAT.
105. SCORDALIU, I., SCHEIN, T., PETROVICI, V., (1992) - **Studii teoretice și experimentale privind noi soluții de fundații din plăci subțiri conice și poliedrice și alte soluții de fundații șanțate**, Contract 1521/1992 MLPAT.
106. SCORDALIU, I., (1997) - **Contribuții la studiul fundațiilor executate prin șanțarea gropilor de fundare**, teză de doctorat.
107. SOARE, M., TEODORESCU, P., P., TOMA, I., (1999) - **Ecuatii diferențiale cu aplicații în mecanica construcțiilor**, Ed. Tehnică, București.
108. STEMATIU, D., (1988) - **Calculul structurilor hidrotehnice prin metode elementelor finite**, Ed. Tehnică, București.
109. SZLÂVIK, T., (1978) - **Paneles lakoeputek elorgyartott alepitmenyei**, Magyar epitoipar, nr. 6.
110. TOMLINSON, M., J., (1974) - **Proiectarea și executarea fundațiilor**, Ed. Tehnică București.

111. VASILONI, N., (1985) - **Considerații privind calculul capacității portante a fundațiilor indirecte realizate cu utilaje vibratoare**, teză de doctorat, Timișoara.
112. VOINEA, R., VOICULESCU, D., SIMION, F., (1989) - **Introducere în mecanica solidului cu aplicații în inginerie**, Ed. Academiei R.S.R.
113. TOMA, F., SIMA, T., GOTTFRIED, I., (1972) - **Cartea montatorului de prefabricate**, Ed. Tehnică, București.
114. ȚÎTOVICI, N., A., (1955) - **Mecanica pământurilor** (traducere lb.rusă), Ed. de stat pentru arhitectură și construcții, București.
115. ZAHARESCU, E., (1960) - **Contribuții la studiul capacității portante a fundațiilor**, Ed. Academiei R.S.R.
116. *** Manual de utilizare CESAR-LCPC Laboratoire Central des Pont set chaussées, Paris, 1997
117. *** **Mecanique des sol set des chaussées** (1967) - R. L' herminier edite par la Societe de Diffusion des Technique du Batiment et des Travaux Public.
118. *** **Proceeding of the seminar on Soil mechanics and foundation engineering** (1964) - WARSZAWA, JUNE.
119. *** **Studiul terenurilor de construcție - structura și mecanica solurilor** (traducere lb. rusă) (1952) Ed energetică de stat.
120. *** **Influența terenurilor de fundare asupra stabilității construcțiilor** (1975)- culegere de traduceri
121. * * * **P7-77 (1978) - Normativ privind proiectarea și executarea construcțiilor fundate pe terenuri slabe.**
122. * * * **P10-83 (1983) - Normativ privind proiectarea și executarea lucrărilor de fundații.**
123. * * * **C29-85 (1985) - Normativul privind consolidarea terenurilor slabe prin procedee mecanice.**
124. *** **P10/86 Buletinul Construcțiilor (1987) - Normativul privind proiectarea și executarea lucrărilor de fundare directă la construcții.**
125. * * * **C159 - 89 (1989) - Instrucțiuni tehnice pentru cercetarea terenului de fundare prin penetrare cu con.**
126. * * * **C230-89 (1989) - Îndrumător pentru proiectarea și execuția gropilor ștanțate pentru fundații.**
127. *** **STAS 3300/85 Calculul terenului de fundare în cazul fundării directe.**
128. *** **STAS 2561/4-90 Piloți forajați de diametru mare.**
129. **A III - a Conferință de Geotehnica și Fundații**, Timișoara, 1979

130. **A IV - a Conferință de Geotehnică și Fundații**, Iași, 1979
131. **A V - a Conferință de Geotehnică și Fundații**, Cluj Napoca, 1983
132. **A VI - a Conferință de Geotehnică și Fundații**, Galați, 1987
133. **A VII - a Conferință de Geotehnică și Fundații**, Timișoara, 1992
134. **A VIII-a Conferință de Geotehnică și Fundații**, Iași, 1996.
135. **Simpozion "Soluții noi, eficiente în proiectarea și execuția structurilor"**, Timișoara, 1986.
136. **Simpozion "Îmbrăcăminți rutiere moderne"** Cluj Napoca, 1995.
137. **"Zilele Academice Timișene"**, Timișoara, 1995
138. **"Zilele Academice Timișene"**, Timișoara, 1997
139. **"Zilele Academice Timișene"**, Timișoara, 1999
140. **"Zilele Academice Timișene"**, Timișoara, 2001
141. **"Zilele Academice Timișene"**, Timișoara, 2003
142. **A X - a Conferință Dunărean Europeană de Mecanica Pământurilor și Fundații**, Mamaia 1995.
143. **OVIDIUS" UNIVERSITY ANNALS OF CONSTANTA YEAR III-IV (2002)**
143. CRAIG, R., F., (1991) - **Soil mechanics**, Department of Civil Engineering University of Dundee.
144. MANOLIU, I., MARCU, A., (1997) - **Calculul fundațiilor și inginerie geotehnică, EUROOCODE 7**, Exemple de calcul.
145. COSTET, J., SANGLERAT, G., (1999) - **Cours pratique de mecanique des sols**
146. CAQUOT, A., KERISEL, J., ABSI, E., (1990) - **Tables de pousse et de butee des sols**, 3eme edition, Presses de l'ecole nationale des ponts et chaussees
147. CASSAN, M., (1988) - **Les essais in situ en mecanique des sols**, deuxieme edition, Eyrolles
148. HICHER, P., SHAO, Jian-Fu, (1995) - **Elastoplasticitate des sols et des roches**, ed. Hermes Science
149. CORDARY, D., (1995) - **Mecanique des sols**.
150. NOVA, R., (2001) - **Fondements de la mecanique des sols**.