

INSTITUTUL POLITEHNIC "TRAIAN VUIA" DIN TIMISOARA

- FACULTATEA DE CONSTRUCTII -

ING. VASILONI NICOLAE

CONSIDERATII PRIVIND CALCULUL CAPACITATII PORTANTE

A FUNDATIILOR INDIRECTE, REALIZATE

CU UTILAJE VIBRATOARE

- TEZA DE DOCTORAT -

BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMIȘOARA

CONDUCATOR ȘTIINȚIFIC,

Prof.dr.ing. PAUNESCU MARIN

- 1935

496.998

UNIVERSITATEA POLITEHNICA TIMIȘOARA	
BIBLIOTECA CENTRALA	
LOCATIE:	496.998
COTA:	189
NR. INV.:	9

P R E F A T A

=====

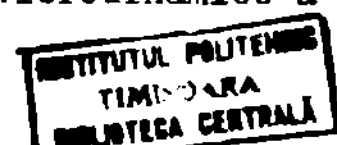
Creșterea volumului lucrărilor de construcții amplasate pe terenuri slabe, impune, ca o condiție sine qua non, necesitatea considerării variantelor de fundare indirectă, ca alternative în realizarea unor infrastructuri, și implicit construcții, trainice, în condiții de industrializare și cu indici tehnico-economici avantajoși.

În ultimele două decenii, cele mai semnificative evoluții și progrese, pe plan mondial, în domeniul fundațiilor indirecte - sintetizate și în referatul general al temei III.B, din cadrul celei de-a V-a Conferințe Naționale de Geotehnică și Fundații, Cluj-Napoca, 1983 - s-au obținut în : diversificarea și perfecționarea procedeelor de execuție, controlul piloților, înțelegerea comportării piloților sub încărcare.

Cu toate că tehnica românească a fundațiilor indirecte a urmat această dezvoltare, importanța deosebită a construcțiilor la care se adoptă sistemele de fundare indirectă impune continuarea eforturilor pentru : diversificarea și perfecționarea tehnologiilor de execuție, studiul elementelor izolate și în grup, controlul calității și al capacității portante, urmărirea comportării în fazele de execuție și în exploatare.

Inscrisă acestor deziderate, particularizate la aplicarea tehnicii vibrării, lucrarea de față relevă contribuțiile autorului în determinarea capacității portante a elementelor de fundare indirectă, realizate cu utilaje vibratoare.

Din analiza critică a stadiului actual în problema stabilirii capacității portante la compresiune statică axială (capitolul 1), printre altele, autorul concluzionează că studiul capacității portante a elementelor de fundare indirectă, realizate cu utilaje vibratoare, nu se ridică la nivelul cerințelor actuale de extindere și diversificare a tehnologiilor bazate pe tehnica vibrării, atât în țara noastră, cât și în alte țări - mai ales prin prisma controlului capacității portante a elementelor executate în amplasamentul construcției, cu evidente implicații asupra siguranței acesteea. Studiile autorului în această direcție vizează atât fundamentarea teoretică și metodologică a încercării vibrodinamice a



elementelor flotante, prismatice și cilindrice, cât și conceperea și realizarea unui echipament de măsurare-înregistrare a parametrilor de vibroînfigere, propus a intra în dotarea vibroagregatelor românești AVP-1, AVP-2, (în perspectivă AVPP-1).

Alături de originalitatea soluțiilor în perfecționarea metodelor vibrodinamice, în aceeași idee de creștere a gradului de siguranță a construcțiilor și reducere a costului investițiilor, autorul își aduce contribuția și în următoarele, principale, aspecte cercetate :

- separarea forțelor de rezistență pe vîrf, P_v și a celor de frecare pe suprafața laterală, P_l în cazul elementului de probă flotant, prismatic sau cilindric, încercat la compresiune statică axială, prin prelucrarea matematică a datelor încercării cu programul "PREMAT", elaborat de autor;
- evaluarea rezistențelor de frecare, f , pentru diferite adîncimi medii, față de suprafața terenului, a straturilor de pămînt, cu aceeași consistență sau stare de îndesare, prin prelucrarea matematică a valorilor P_l , obținute cu programul "PREMAT";
- metodă teoretică de calcul, pe baza teoriei plasticității, a elementului de fundație tip colțar, solicitat la compresiune statică axială;
- o nouă metodă de cercetare la fața locului a terenurilor de fundare, prin vibropenetrare cu con, pentru care autorul elaborează principiile de aplicare practică și modul de folosire a instalației, IPV-1, realizată ca model funcțional prin autodotare.

În întreaga perioadă de elaborare a tezei, autorul a beneficiat de sprijinul și îndrumarea competentă a conducătorului științific, prof.dr.ing. Marin Păunescu, cărui îi exprimă, și pe această cale, profundă recunoștință și considerație.

De asemenea, autorul mulțumește tuturor celor care l-au sprijinit la realizarea tezei de doctorat, în mod deosebit, electronistului Eugen Laszlo și inginerului mecanic Francisc Cellert.

AUTORUL

CAP. 1.- STADIUL ACTUAL IN DETERMINAREA CAPACITATII
PORTANTE A ELEMENTELOR DE FUNDARE INDIRECTA
LA INCARCARI AXIALE DE COMPRESIUNE

1.1. GENERALITATI

Corespunzător obiectivelor dezvoltării economico-sociale naționale actuale și de perspectivă, în sectorul construcțiilor sînt stabilite sarcini concrete ce vizează - între altele - reducerea costului și timpului de execuție a lucrărilor de investiții, creșterea gradului de industrializare și tipizare, conservarea fondului funciar, creșterea calității, a siguranței în exploatare etc. În condițiile creșterii volumului lucrărilor amplasate în zone cu terenuri slabe și în scopul satisfacerii dezideratelor de industrializare a acestora, orientările specialiștilor sînt îndreptate spre utilizarea soluțiilor de fundare indirectă, în variante cît mai perfecționate sub raport constructiv și tehnologic de execuție, adaptate tipului de construcție și condițiilor de fundare.

Ca elemente structurale de fundare indirectă, piloții se realizează în general din beton armat sau beton simplu, parțial armați, cunoscînd în prezent o varietate de forme geometrice și dimensiuni atît pentru cei executați prefabricat cît și pentru cei executați pe loc sau în variantă mixtă.

După cum piloții transmit eforturile de compresiune terenului ei pot fi împărțiți în piloți purtători pe vîrf și piloți flotanți. Cei purtători pe vîrf transmit încărcarea prin vîrful pătruns într-un strat rezistent, puțin compresibil; cei flotanți predau încărcarea terenului atît prin vîrf cît și prin frecare pe suprafața lor laterală. Forța de frecare este mobilizată integral prin deplasarea relativă a corpului pilotului față de terenul din jur, cu o valoare corespunzătoare așa numitei "tasări de forfecare" [25].

Mărirea în continuare a încărcării pe element este posibilă numai prin considerarea forțelor reactive pe vîrf. Cînd acestea ating valoarea limită, elementul primește deplasări mari verticale, ajungînd în așa numita fază de rupere.

Literatura de specialitate română [12], [60], [67-70], [83], [96] și străină [13], [20], [25], [39], [122] ilustrează o bogată varietate de forme geometrice constructive și procedee tehnologice de execuție a sistemelor de fundare indirectă a căror continuă perfecționare urmărește ca o aceeași capacitate portantă să se realizeze la un cost cît mai mic și cu un consum redus de materiale și manoperă.

În raport cu forma clasică a piloților prismatici cu secțiune pătrată, din beton armat sau pretensionat cu armătură dispusă de-a lungul celor patru muchii se remarcă tendința dispunerii armăturii pretensionate în axul central al elementului, cu reducerea armăturii transversale [25]. Folosirea elementelor prefabricate cu secțiune transversală triunghiulară, stelată, dublu T, în cruce, inelară, de asemenea a celor cu secțiune variabilă în lungime, de tip piramidal, conic, ramificat etc., asigură reducerea consumului de oțel și beton paralel cu o creștere a capacității portante. În cazul construcțiilor ușoare cu caracter zootehnic (crescătorii de păsări, grajduri etc.), reducerea încărcărilor pe fundații datorită materialelor ușoare folosite la acoperire și închidere, a permis folosirea cu bune rezultate a elementelor tip stâlp-pilot [60]. La noi în țară elementele tubulare prefabricate, introduse în teren prin vibrație s-au folosit la realizarea fundațiilor stâlpilor liniilor electrice aeriene [84]. Datorită efectelor create în terenul din jur la înfigerea forțată a elementelor prefabricate (prin bătăre, vibrare, vibropercuție, presare, înșurubare etc.), ele aparțin în marea lor majoritate așa-numitei categorii a piloților de îndesare - excepție făcând piloții tubulari cu vârful deschis și coloanele, din care carota interioară de pământ este îndepărtată concomitent cu înfigerea. Marea diversitate a tehnologiilor cunoscute în prezent pentru execuția piloților pe loc este datorată în bună măsură utilizării în acest scop a unor instalații speciale de foraj sub protecția noroiului bentonitic, instalații destinate inițial realizării pereților îngropați. Extinderea folosirii instalațiilor de foraj [12] sau de excavat [61] în ultimii ani și în țara noastră la realizarea piloților executați pe loc, a condus la apariția categoriei piloților forați de mare diametru ($\varnothing \geq 600$ mm) sau așa-ziselor barete. Piloții forați executați ca elemente de dislocuire, nefectând starea terenului de fundare din jur, prezintă avantajul realizării unor fișe mari, circa 30-40 m, fiind posibili de aplicat în cazul grosimilor mari de terenuri slabe sau la fundarea indirectă a infrastructurii podurilor. În grupa piloților executați pe loc ca elemente de îndesare, cei realizați prin bătarea sau vibrarea unui tubaj metalic recuperabil prezintă o varietate tehnologică mai bogată decât a celor netubați sau cu tubaj pierdut. Înscrisă categoriei piloților de îndesare, tehnologia de execuție a piloților turnați pe loc prin vibrație sau vibropresare, elaborată în colectivul Catedrei de Drumuri și Fundații și-a dovedit din plin eficiența tehnico-economică la fundarea clădirilor de locuit și cu caracter industrial

din Timișoara, Reșița, Zalău, Brăila. Arad etc.

În competiția de reducere a costului lucrărilor de fundații, de creștere a gradului de industrializare, în deosebi pe amplasamentele cu terenuri dificile, soluțiile de fundare indirectă pe piloți scurți de îndesare (fișă 2,50 - 8,00) prezintă certe avantaje tehnico-economice față de soluțiile clasice de fundare directă. Sporuri de capacitate portantă se obțin prin forma geometrică a elementelor (prefabricate sau executate pe loc) : piramidală, conică, ramificată, cu proeminențe în zona vârfului sau de-a lungul fișei [55], [95], [121]. Avantajele soluțiilor de fundare pe piloți scurți în raport cu cele clasice, de fundare directă, sînt reliefate și de studiile tehnico-economice comparative efectuate în străinătate [30], [59], și la noi [102], [108].

Fundațiile pe piloți se folosesc la construcția clădirilor civile, industriale, agricole și a altor categorii de obiecte în cazurile cînd ele corespund economic condițiilor terenurilor din amplasament și particularităților constructive ale lucrării de construcție

Alegerea sistemului de fundare se face pe baza comparării rezultatelor tehnico-economice a celor mai raționale variante de fundații, cu considerarea posibilităților tehnico-materiale și de producție ale întreprinderii sau unității constructoare. Alegerea soluției raționale de fundare indirectă, a tipului și dimensiunilor elementului-pilot depinde de condițiile geotehnice și hidrogeologice ale amplasamentului, de particularitățile constructive ale construcției, de mărimea și caracterul încărcărilor transmise terenului de către construcție.

Solidarizați sau nu la partea superioară printr-un radier din beton armat (monolit sau prefabricat), piloții preiau și transmit terenului - pe durata exploatării construcției - eforturi axiale (de compresiune sau smulgere) și eforturi transversale (momente încovoietoare și forțe tăietoare). În calculul fundațiilor pe piloți, capacitatea portantă a acestora, la solicitările amintite mai sus, este definită - în general - de condițiile de rezistență ale terenului de fundare. Cînd la proiectarea construcției fundată pe piloți este utilizată metoda de calcul la stări limită, calculul piloților izolați și al grupului de piloți se efectuează (conform STAS 2561/3-83) la starea limită ultimă sau starea limită de capacitate portantă și la starea limită a exploatării normale sau starea limită de deformații (ultima aplicată piloților flotanți).

Intrucît elementele de fundare indirectă distribuite în infrastructurile construcțiilor civile, industriale și agricole sînt

solicitate preponderent la compresiuni axiale, atenția ne va fi îndreptată în exclusivitate asupra aspectelor de calcul a capacității portante la astfel de solicitări. În strînsă corelație cu rezultatele din domeniul perfecționării tehnologiilor de execuție, al diversificării acestora, problema determinării capacității portante a elementelor de fundare indirectă, este prezentată în literatura de specialitate într-o diversitate de rezolvări sub raport metodologic și interpretativ, diversitate reflectată în bună parte de stadiul cunoașterii teoretice și experimentale la un moment dat.

Complexitatea fenomenului de interacțiune a fundațiilor indirecte cu terenul de fundare, multitudinea factorilor ce-l influențează determină legarea capacității portante a acestor fundații de starea de eforturi și deformații induse în teren, la realizarea și încărcarea elementelor de fundare, de particularitățile constructive ale piloților, de natura terenului de fundare și, nu în ultimul rînd, de condițiile de rezistență și exploatare normală a construcției.

Intr-o succintă prezentare vom încerca evidențierea factorilor cu cea mai pregnantă influență asupra capacității portante a elementului de fundare indirectă (definită din condiția de rezistență a terenului) supus încărcărilor de compresiune axială.

1.2. PRINCIPALII FACTORI DE INFLUENȚA AI CAPACITĂȚII PORTANTE

1.2.1. Starea de eforturi și deformații din teren

În procesul înfîngerii forțate a fiecărui element, în jurul acestuia se formează o zonă în care pămîntul este mai îndesat comparativ cu starea sa naturală. Studii experimentale la scară naturală și de laborator [4], [44], [94], au urmărit evidențierea modificărilor caracteristicilor fizico-mecanice ale pămînturilor din zona îndesată, particularitățile de formă și dimensiuni ale acesteia.

În încercările de laborator, la înfîngerea forțată a elementelor prismatice sau cilindrice, cu vîrfurile închise, s-a observat o deplanare a suprafețelor straturilor de pămînt străpunse de element, mai pronunțată pentru straturile de suprafață și cu caracter mai redus pentru straturile de sub vîrfurile elementului (fig.1.1.a). Fotografiera traiectoriilor de mișcare a particulelor de pămînt [39], a permis delimitarea a patru zone de deformare a pămîntului, din jurul elementului, (fig.1.1.b).

Zona I este reprezentată de un strat de pămînt, în grosime de 0,2 - 1,0 cm, și care aderă nemijlocit de suprafața laterală a

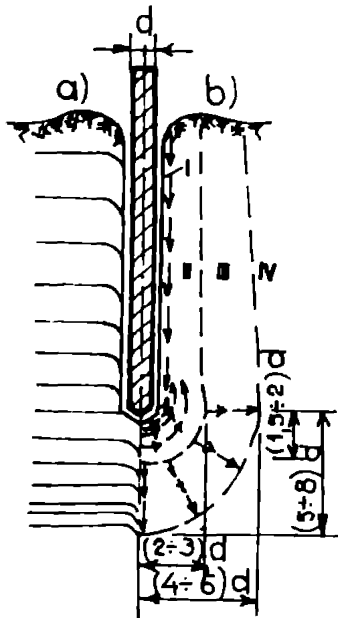


Fig.1.1.

elementului. Caracteristic acestei zone este mărimea variabilă a deplasării particulelor de pământ, în direcția înfigerii, de la valoarea maximă în apropierea suprafeței laterale, la valoarea minimă pe frontiera cu zona II; de-a lungul acestei frontiere se produce deplasarea relativă a elementului față de teren. În zona II-a particulele de pământ, comprimate de vârful elementului (sau în cazul forme plane a acestuia - de către sîmburele de teren puternic îndesat) se deplasează lateral și în sus (fig.1.1.b); ea reprezintă zona curgerii plastice a pământului

caracterizată prin deplasări mari ale particulelor. În zona III pământul, se îndeasă ca rezultat al deplasării particulelor în direcție radială. Zona IV reprezintă domeniul deformațiilor elastice ale pământului.

Studiile efectuate de diverși cercetători privind particularitățile de formă și dimensiuni ale zonelor caracteristice de îndesare au arătat dependența acestora de proprietățile fizico-mecanice ale pământurilor, de forma, secțiunea și lungimea elementelor introduse în teren, de tehnica folosită pentru înfigere (batere, vibrare etc de intervalul de timp între sfîrșitul înfigerii și încărcarea cu sarcini exterioare. De exemplu, cercetări experimentale efectuate de Bartolomei, A.A. [4],[5], privind dimensiunile zonelor de îndesare, formate în pământuri nisipoase la baterea piloților prismatici (pentru fundații continue la clădiri de locuit) l-au condus la definirea acestora funcție de numărul rîndurilor, de piloți, distanța între ei (φ), latura secțiunii transversale (d), indicele porilor în stare naturală (e) și indicele porilor minim (e_{\min}) pentru zona de teren dintre piloți. Din rezolvarea analitică [5] s-au obținut următoarele semilățimi ale zonelor îndesate (fig.1.2) :

- pentru un rînd de piloți (fig.1.2a), cu distanța între ei,

$$\varphi = (3+4)d :$$

$$B_1 = \frac{d}{2} \left(1 + \frac{[(1+e)d - (e - e_{\min})\varphi] \sqrt{e - e_{\min}}}{\varphi(1+e) \sqrt{1+e_{\min}} \operatorname{arctg} \sqrt{\frac{e - e_{\min}}{1+e_{\min}}} - \varphi(1+e_{\min}) \sqrt{e - e_{\min}}} \right) \quad (1.1)$$

- pentru două rînduri de piloți (fig.1.2.b), cu distanța între ei, $\varphi = 3d :$

$$B_2 = 2d + \frac{d}{3} \cdot \frac{(1 + 6e_{\min} - 5e) \sqrt{e - e_{\min}}}{(1+e) \sqrt{1+e_{\min}} \operatorname{arctg} \sqrt{\frac{e-e_{\min}}{1+e_{\min}}} - (1+e_{\min}) \sqrt{e-e_{\min}}} \quad (1.2)$$

- pentru trei rînduri de piloți (fig.1.2.c), cu distanța între ei, $\varphi = 3d$;

$$B_3 = \frac{7d}{2} + \frac{d}{3} \cdot \frac{\left(\frac{3}{2} + \frac{21}{2} e_{\min} - 9e\right) \sqrt{e - e_{\min}}}{(1+e) \sqrt{1+e_{\min}} \operatorname{arctg} \sqrt{\frac{e-e_{\min}}{1+e_{\min}}} - (1+e_{\min}) \sqrt{e-e_{\min}}} \quad (1.3)$$

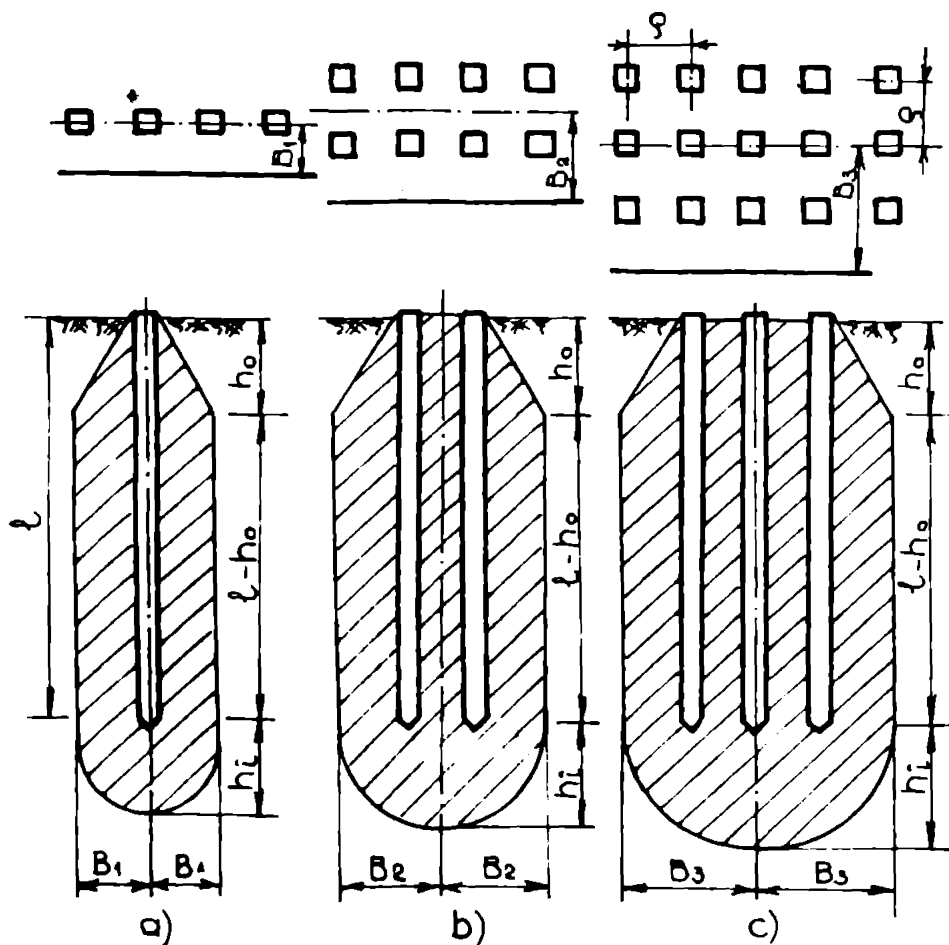


Fig.1.2

țimea zonei îndesate h_1 , valori de $(1,5-1,7)B_1$ - pentru un rînd; $(1-1,2)B_2$ - pentru două rînduri; $(0,8-1)B_3$ - pentru trei rînduri de piloți. Valorile minime ale coeficienților corespund pămînturilor nisipoase în stare de îndesare medie, iar cele maxime, pămînturilor îndesate.

Încărcarea statică de compresiune axială a elementului de fundare indirectă generează reacțiuni de rezistență din partea terenului înconjurător ce se manifestă sub forma următoarelor eforturi unitare : (p_v) în planul vârfului elementului, normale (p_l) și tangen-

În calculul analitic s-a admis ca ipoteză. faptul că indicele porilor are valoarea e_{\min} la contactul nemijlocit cu fața laterală a pilotului, variînd parabolic spre marginea zonei îndesate, unde are valoarea e corespunzătoare terenului natural. Pentru h_0 (fig. 1.2) s-au stabilit valori de $(5-6)d$ iar pentru înăl-

tiale, f pe suprafața laterală a acestuia (fig.1.3). Izobarele aferente eforturilor unitare normale principale din cuprinsul zonei active a unui element flotant sînt redată în fig.1.4, forma și dimensiunile lor depind de proprietățile fizico-mecanice ale pămînturilor, de secțiunea și lungimea elementului, de particularitățile de înfigere ale acestuia.

Studiile experimentale [4], [7], [31], [34], [61] relevă faptul

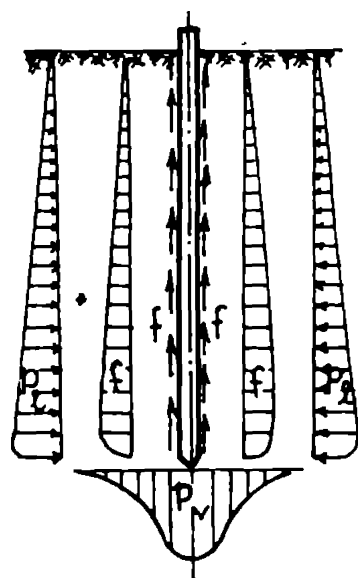


Fig.1.3.

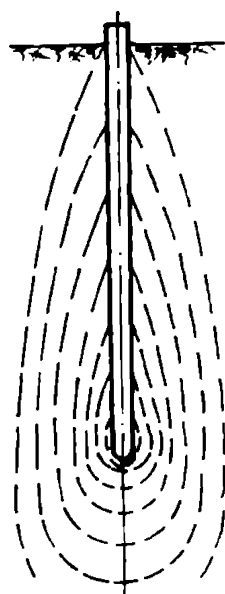


Fig.1.4.

că pe măsura creșterii încărcării exterioare pe pilotul flotant, la început intră în lucru suprafața laterală, prin forțele de frecare, apoi vîrf elementului. Pentru tasări de 0,5-2,0 cm, măsurate la capătul superior al elementului, se produc deplasări relative ale acestuia față de te-

ren ca urmare a mobilizării integrale a forțelor de frecare de-a lungul suprafeței laterale. Tasarea corespunzătoare acestei faze este așa-numita "tasare de forfecare" [25]. Incepînd cu această tasare forțele rezistente tangențiale practic încetează să mai crească fapt reflectat și de alura curbei "încărcare-tasare" a elementului încercat. De exemplu, în baza rezultatelor încercărilor experimentale pe piloți de probă flotanți Dalmatov, B. și Lapşin, F. [25], aproximînd curba "încărcare-tasare" prin două arce de parabolă și reprezentînd-o în scară dublu logaritmică, definesc (fig.1.5) tasarea de forfecare s_f ca cea corespunzătoare punctului de intersecție a celor două drepte. Pentru tasări mai mari ca s_f curba "încărcare-tasare" caracterizează rezistența pămîntului pe vîrf elementului; prin extrapolarea ei pe intervalul de la s_f la zero se obține curba rezistenței pe vîrf și prin diferență, din diagrama rezistențelor totale, rezultă cea a rezistențelor de frecare pe suprafața laterală a elementului (fig.1.6).

Raportul dintre cele două rezistențe, de frecare pe suprafața laterală și pe vîrf elementului, depinde în mod esențial de caracteristicile de forfecare și compresibilitate ale pămîntului din

cuprinsul zonei active a elementului flotant.

În fundațiile construcțiilor, în general, piloții lucrează ca elemente în grup, fiind solidarizați la partea superioară prin-

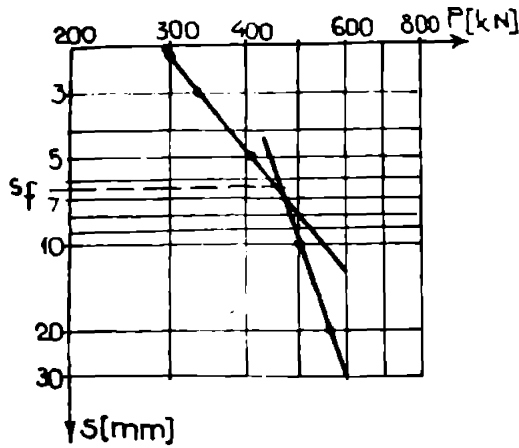


Fig.1.5.

tr-un radier. O distribuție rațională a piloților corespunde distanțelor dintre axele lor pentru care epurele eforturilor

unitare normale din planul vîrfurilor nu se intersectează (fig. 1.7.a). Satisfacerea acestei distanțe în cazul piloților flotanți ar conduce la dimensiuni neeconomice pentru radier; distanțele practic adoptate de (3-4)d determină suprapunerea epurelor eforturilor unitare verticale și implicit mărirea tasării grupului. (fig.1.7.b).

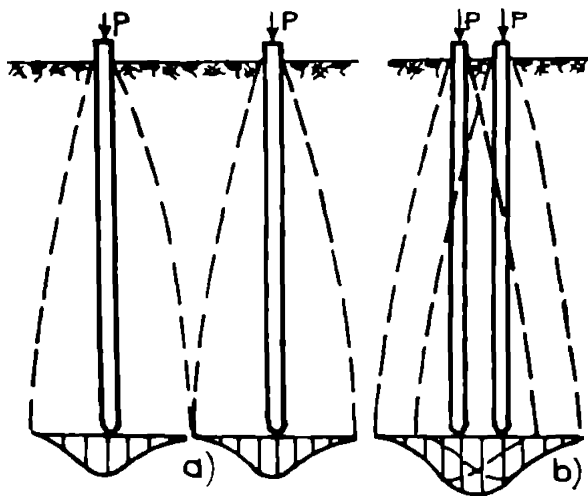


Fig.1.7.

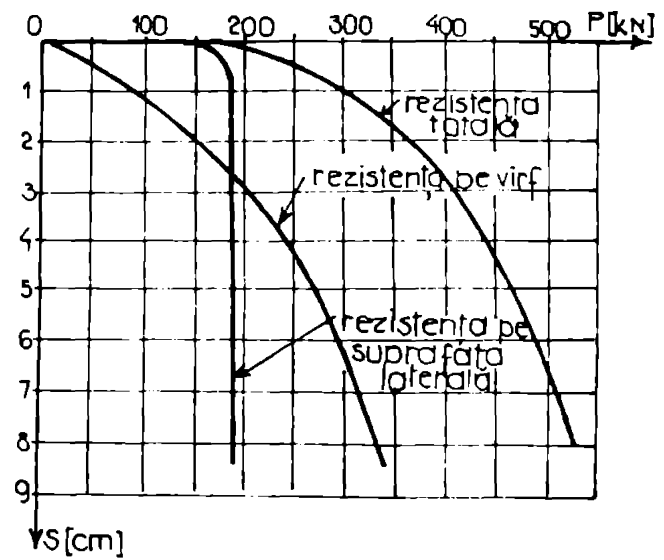


Fig.1.6.

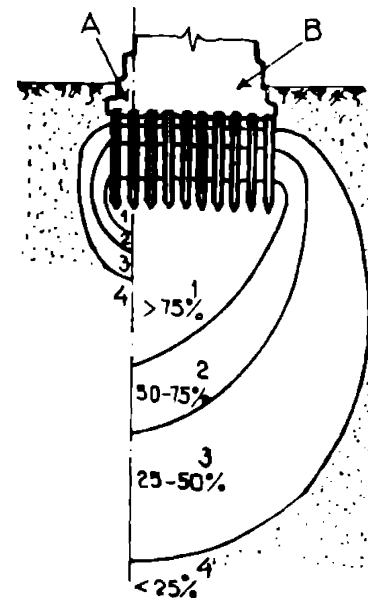


Fig.1.8.

Constatări experimentale [39], [58] pun în evidență dependența dimensiunilor zonei active a fundației pe piloți de numărul rîndurilor piloților (asemănător fundațiilor de suprafață la care dimensiunile zonei active sînt proporționale cu lățimile tălpilor acestora). Pentru un masiv de pămînt omogen, la încărcări egale pe fiecare pilot din cele două fundații (fig.1.8), tasarea fundației A va fi de 2-3 ori mai mică decît a fundației B, deoarece zona activă

a primei fundații este mult mai mică comparativ cu a doua.

1.2.2. Particularitățile constructive ale piloților și fundațiilor

Literatura de specialitate tratează capacitatea portantă a oricărui tip de pilot ca sumă a rezistențelor terenurilor ce se manifestă prin forțe tangențiale de-a lungul suprafeței laterale și forțe normale pe capătul inferior al elementului.

În cazul piloților purtători pe vîrf, care reazemă pe un strat practic incompresibil, tasările fiind neglijabil de mici nu vor exista condiții de manifestare practică a forțelor de frecare pe suprafața laterală. Deformațiile elastice mici ale acestor piloți, la partea superioară, pot favoriza apariția unor forțe de frecare cu terenul, care, în totalul capacității portante a elementului fiind cu apoft mic, practic se neglijează.

În situația piloților flotanți caracterul distribuției forțelor de frecare a pămîntului în lungul suprafeței laterale a acestora este influențat, pe lîngă caracteristicile fizico-mecanice ale pămîntului și de fișa elementului, de dimensiunile și forma secțiunii transversale, de specificul tehnicii folosită la înfigere.

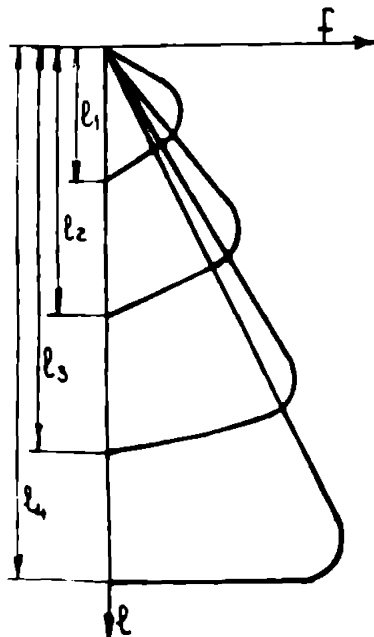


Fig.1.9.

La aplicarea încărcărilor exterioare pe elementul flotant, eforturile unitare de frecare, în cazul masivului omogen de pămînt, se distribuie de-a lungul fișei pilotului după o epură de conformație parabolică [39]. Ordonata maximă a epurei se apropie cu atît mai mult de capătul inferior al elementului, cu cît fișa, la înfigerea forțată a elementului, este mai mare. Alura epurei de variație a eforturilor unitare de frecare între pămînt și suprafața laterală a elementului, pentru diferite fișe se prezintă în fig.1.9.

După [39] o volorare orientativă a efortului unitar de frecare a unui strat de pămînt cu suprafața laterală a pilotului, (f) cînd acesta este încărcat cu o forță axială de compresie, se poate determina cu formula :

$$f = ck_1 + \frac{\nu}{1-\nu} \delta h_s \operatorname{tg} \phi k_2 \quad (1.4)$$

unde : c - coeziunea stratului de pământ; k_1 - coeficient ce consideră variația forțelor de coeziune a pământului, în timp (depinde de proprietățile pământurilor, cu valori între 1-3); ν - coeficientul lui Poisson; γ - greutatea volumică a pământului; h_s - adâncimea corespunzătoare stratului considerat; ϕ - unghiul de frecare interioară; k_2 - coeficient ce consideră influența modului de înfigere a pilotului (luat cu valoarea 1 dacă elementul este introdus în teren cu îndepărtarea prealabilă sau periodică a pământului și $1 < k_2 < 2$ - pentru elemente cu vârful închis, în funcție de particularitățile înfigerii forțate, dimensiunile secțiunii transversale și lungimea elementului).

Dacă relația (1.4) poate deveni operantă numai în situația definirii concrete a coeficienților de corecție k_1 , k_2 , ea are în primul rând meritul unei evidențieri calitative a celor mai importanți factori ce influențează mărimea forțelor de frecare.

În STAS 2561/3-83 valorile rezistențelor de calcul pe suprafața laterală a pilotului (aceleași ca și în vechiul SNiP II-B5-67) sînt date, pentru diferite pămînturi și fișe pînă la 35,0 m, într-un domeniu de variație de la 2 la 100 kPa. Valorilor acestor rezistențe, obținute pe baza unui număr mare de încercări statice pe piloți de probă și în diferite condiții geotehnice, li se aduc o serie de critici privitoare la neconcordanța rezultatelor de evaluare a capacității portante a piloților prin intermediul lor și cele obținute prin încercări de probă într-un amplasament concret.

În special piloții de îndesare executați pe loc (prin vibropresare, baterie) dar și cei forțați pot prezenta eforturi unitare de frecare mai mari decît cele prevăzute în STAS. Aceasta se explică prin influența însemnată a rugozității suprafeței laterale a acestor piloți asupra deplasării relative a elementului față de teren.

Dintre criticile aduse valorilor tabelate ale rezistențelor pe suprafața laterală din vechiul SNiP II-B5-67 [25], [39] se amintesc doar cele referitoare la faptul că încercările piloților, ale căror rezultate au fost prelucrate, s-au efectuat la scurt timp după baterie, că frecarea pe suprafața laterală s-a determinat și prin încercări de smulgere iar în pămînturile argiloase nu s-a considerat efectul de vacuum asupra vârfului pilotului, efect ce poate influența mărimea forțelor de smulgere.

Cercetări ale profesorilor Păunescu [80] și Kerisel [16] [54] referitoare la influența diametrului pilotului asupra mărimii forțelor de frecare au stabilit că valorile limită ale acestora, în nisipuri, cresc; de exemplu, de pînă la 4 ori pentru variații ale diame-

trului elementului de la 11 la 53 cm [16]. Creșterea relativ mare a forțelor de frecare se explică prin gradul diferit de îndesare al nisipului și implicit a presiunilor normale pe suprafața laterală a pilotului, presiuni ce influențează forțele de frecare cu pământul. În pământurile coezive variația diametrului piloților bătute nu influențează mărimea forțelor de frecare. Aceasta se datorește faptului că în aceste pământuri o influență predominantă asupra forțelor de rezistență la forfecare o are coeziunea specifică, a cărei valoare depinde în mică măsură de variația presiunilor normale pe suprafața laterală a elementului.

Studiile experimentale referitoare la înfigerea elementelor tubulare, cu capătul inferior deschis, au stabilit că înălțimea miezului (carotei) de pământ depinde atât de caracteristicile fizico-mecanice ale pământului cât și de diametrul interior, grosimea pereților elementului, tipul cuțitului, tehnica folosită la înfigere. Influența acestor factori asupra formării carotei de pământ este evidențiată și de cercetările din Catedra de Drumuri și Pundații [47] [81] referitoare la realizarea forajelor geotehnice prin vibrocărotare.

Propunerile diverșilor autori [36], [51], [119] privind determinarea prin calcul a înălțimii miezului de pământ permit numai o apreciere aproximativă a acesteea deoarece, în general, ipotezele de calcul nu iau în considerare factorii de influență cei mai importanți și nu țin seama de particularitățile tehnologice de înfigere în teren.

Cercetările experimentale asupra capacității portante a piloților în pământuri necoezive, în special cele efectuate de Kerisel [54], [125], în corelare cu rezultatele penetrării statice, au evidențiat influența dimensiunilor secțiunii transversale a elementului asupra efortului unitar critic pe vîrf, p_{vcr} . Cele mai mici diferențe între eforturile unitare p_{vcr} s-au obținut pentru piloții din nisipurile afinate, iar cele mai mari în cazul nisipurilor îndesate (fig.1.10). Pentru toate cazurile rezistența pământului sub conul penetrometrului static, de diametru 4,5 cm, a fost mai mare decât cea sub vîrfurile piloților. În fig.1.10 pe ordonata sistemului de referință s-a reprezentat efortul unitar p_0 al pământului, normal pe suprafața laterală a elementului.

În condiții identice de teren, influența dimensiunilor secțiunii transversale a piloților asupra mărimii efortului unitar critic p_{vcr} se datorește așa-numitului "factor de scară"; cu micșorarea unghiului de frecare interioară a pământurilor influența factorului de scară se reduce. În pământurile argiloase această influență este

aproape neobservată. Cercetări asupra influenței factorului de sca-

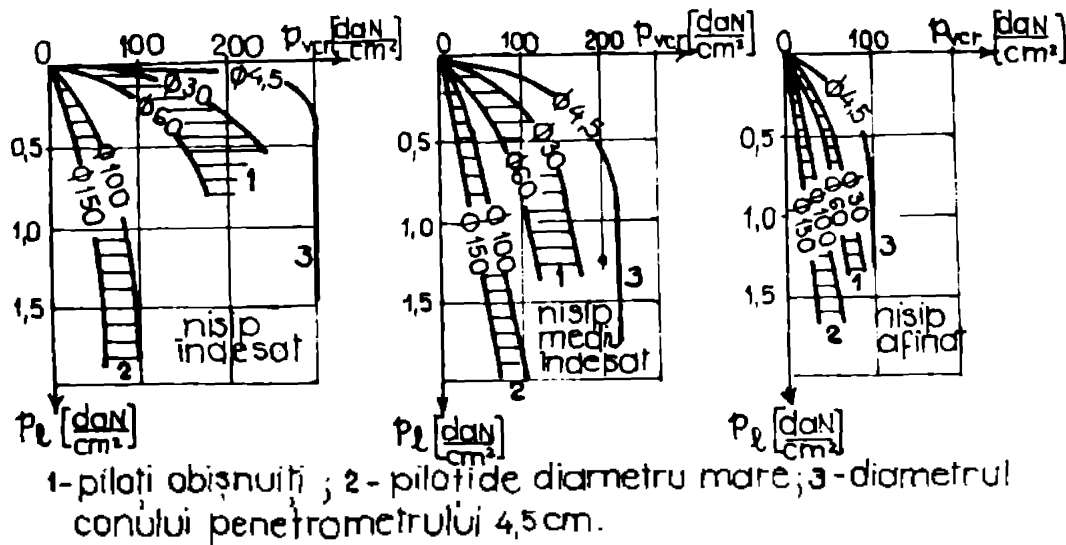


Fig.1.10.

ră în deter-
minarea ca-
pacității
portante a
piloților
încărcați
cu forțe
axiale de
compresiune
au eviden-
țiat posi-
bilități
practice de
utilizare
în acest
scop a pilo-

ților-model de secțiune transversală mică.

În complexul cercetărilor geotehnice pentru proiectarea fundațiilor pe piloți, în ultimii ani, în URSS sînt folosite încercările pe astfel de piloți de inventar, pentru determinarea capacității portante a piloților în condiții de producție [124], [125]. În aceeași direcție a folosirii piloților model sînt orientate și cercetările [31], [34].

Factorul de scară nu este singurul care influențează mărimea limită a efortului unitar de rezistență a pămîntului pe vîrfurile pilotului, aceasta depinde, în afară de proprietățile pămînturilor, și de adîncimea relativă a vîrfurilor (adică raportul între fișa elementului și diametrul secțiunii transversale), de procedeul tehnologic folosit la înfigere. Într-o formă generală, mărimea rezistenței critice a pămîntului sub vîrfurile pilotului este [39] :

$$P_{cr} = N_c \cdot c \cdot k_1 + \gamma d (N_\gamma + N_q \frac{D}{d}) k_2 \quad (1.5)$$

unde : γ - greutatea volumică a pămîntului ; d - diametrul sau latura secțiunii transversale a pilotului ; D - fișa pilotului ; c - coeziunea pămîntului ; N_c , N_γ , N_q - factori de capacitate portantă ; k_1 , k_2 - coeficienți care consideră variația coeziunii în timp și respectiv influența particularităților de înfigere a pilotului, cu valori orientative asemenea celor din formula (1.4).

Caracteristica generală a formulelor teoretice de calcul a

capacității portante a piloților, deduse de diferiți cercetători, este pronunțată lor dependență de ipotezele admise în rezolvare și nu în ultimul rând de valorile caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului.

O imagine realistă asupra avantajelor și inconvenientelor formulelor teoretice este prezentată de Tomlinson, J.M. [122]. Cum ele sînt și o reflectare a stadiului cunoștințelor de ordin experimental, la un moment dat, în prezent se manifestă tendința perfecționării lor prin adoptarea unor sisteme mecanice de interacțiune cu terenul mai apropiate de condițiile reale, prin apelarea tot mai mult la proprietățile reologice ale pămînturilor și nu în ultimul rând prin determinarea mai corectă a caracteristicilor de rezistență și deformabilitate, care intervin în calcul.

În STAS 2561/3-83 valorile rezistențelor de calcul ale pămînturilor, sub vîrfurile piloților introduși în teren prin batere, nu sînt date funcție de caracteristicile mecanice, ci de indicii fizici (granulozitate, îndesare, consistență).

În cazul piloților flotanți, care lucrează ca elemente în grup sub fundații, mecanismul de cedare a terenului diferă esențial de cel al pilotului izolat. Prezența radierului rigid, care solidarizează capetele superioare ale piloților, împreună cu pămîntul dintre piloți participă ca un tot la asigurarea stabilității construcției sub acțiunea încărcărilor exterioare. În aceste condiții fundația pe piloți se consideră convențional ca o fundație masivă de mare adîncime ce transmite încărcarea terenului din jur prin talpă (la nivelul planului vîrfurilor piloților) și suprafața laterală.

Încercări experimentale privind distribuția încărcărilor pe piloți au relevat faptul că, pentru radierile rigide încărcate cu forțe axiale de compresiune, cele mai mari încărcări apar pe piloții dispuși în colțurile radierului, iar cele mai mici în piloții centrali. S-a observat că gradul de încărcare neuniformă crește pe măsura apropierii încărcării radierului de valoarea critică și, de asemenea, cu mărirea numărului piloților.

Studiile teoretice și experimentale referitoare la lucrarea radierelor joase cu piloții și terenul de sub talpa lor [43],

[44], [46], [73] au evidențiat capacitatea acestora de a prelua o parte din încărcarea exterioară, alături de piloți. Partea activă a radierului, în contact nemijlocit cu terenul de sub talpă, crește cu mărirea distanței între piloți. Pentru distanțe $3d$ între axele piloților, radierul poate transmite pînă la 5-10% din încărcarea pe fundație.

În general, radierul intră în lucru la tasări de 2-5 mm. Presiunile terenului pe talpa radierului cresc treptat și ating valorile maxime la tasări ale fundației de 5-10 mm; pentru tasări în continuare ale fundației, presiunile pe radier se majorează nesemnificativ. Radierul se consideră a conlucra cu grupul de piloți flotanți atunci când talpa lui este în contact direct cu un orizont nisipos îndesat sau cu unul argilos, cel puțin, plastic consistent. Deoarece în marea majoritate a încercărilor efectuate pe fundații cu piloți flotanți lucrând în grup nu s-a observat o pierdere bruscă a capacității portante, tasările avînd o creștere lentă și fără posibilitatea separării unei evidente încărcări critice, în prezent cercetările sînt orientate spre elaborarea unor metode de calcul, a acestor fundații, mai perfecționate, bazate pe starea limită de deformare a terenurilor de fundare. O asemenea metodă, de dată mai recentă, este prezentată de prof. Bartolomei, A.A. [4] pentru calculul fundațiilor continue pe piloți.

1.2.3. Particularitățile de înfigere în teren

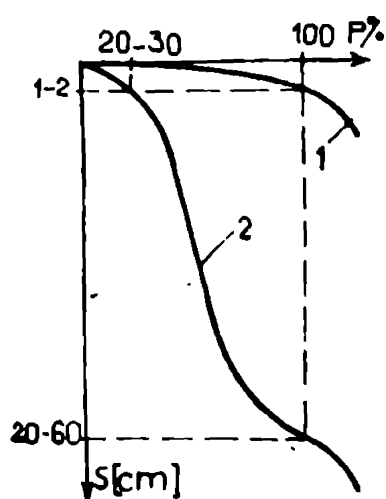
Rezultatele experimentale acumulate în timp au evidențiat influențele - uneori hotărîtoare - ale specificului tehnologiei de înfigere asupra capacității portante a piloților de diferite tipuri. Fenomenele observate la înfigerea piloților prin batere, vibrare, presare, subspălare etc. se diferențiază prin unele particularități. Sub influența vibrațiilor rezistența la forfecare a pămînturilor se reduce tot mai mult pe măsura creșterii accelerațiilor vibrațiilor [29], [81]. Cercetările prof. Păunescu [79], [81] arată că rezistența la forfecare a nisipurilor saturate este redusă aproape complet, iar a celor uscate și a pămînturilor argiloase plastice are o pronunțată scădere. Astfel, se explică de ce, în majoritatea cazurilor, viteza de înfigere a piloților prin vibrare este mult mai mare decît cea de pătrundere prin batere. Studii experimentale [25], [81] au stabilit că rezistența nisipurilor saturate pe suprafața laterală a piloților, la înfigerea prin vibrare, este de 3,5-4 ori mai mică decît în cazul înfigerii prin presare statică, iar cea sub vîrfurile pilotului, de 2-3 ori mai mică. La înfigerea prin vibropercuție, rezistențele nisipurilor saturate manifestate pe vîrfurile pilotului sînt doar de 1,5-2 ori mai mici decît cele produse prin presare. În nisipurile cu umiditate scăzută rezistențele pe vîrf, la înfigerea prin vibrare și vibropercuție au practic aceleași valori.

Vibroînfigerea în pămînturi nisipoase determină o reorganizare

a particulelor de pământ mai ales sub vârful piloților, unde zona de îndesare ce se formează este mai mare decât cea rezultată prin batere. Aceasta explică de ce capacitatea portantă a piloților introduși prin vibrare în nisipuri afânate și mediu îndesate este mai mare decât cea a piloților bătuți. La înfigerea prin vibrare în pământuri argiloase slabe se produce o asemenea distrugere a structurii pământului; în jurul pilotului, încît o refacere integrală a acesteea nu se realizează nici chiar pentru un timp îndelungat de "odihnă". Capacitatea portantă a piloților introduși prin vibrare în astfel de pământuri este cu 10-30% [25] mai mică decât a celor introduși prin batere; (valoarea mai mică se referă la piloții tubulari cu vârful deschis, iar cea mai mare, la piloții cu secțiune plină). În argile și argile nisipoase de consistență mai mare diferențele între capacitățile portante ale piloților introduși prin vibrare și cele ale piloților bătuți sînt mult mai mici. În nisipurile argiloase, pentru cele două tehnici de înfigere a piloților se obțin practic aceleași capacități portante.

La înfigerea piloților prin presare și înșurubare structura naturală a terenului din jurul elementului este mai puțin afectată; de aceea în argilele tixotrope, transformările structurale producîndu-se mai repede, timpul de odihnă al piloților este mai scurt.

Folosirea subspălării la înfigerea piloților în nisipuri determină antrenarea particulelor de pământ și prin aceasta distruge structura inițială. Deoarece rezistența terenului scade, mai ales cea pe vîrf, pentru mărirea capacității portante a pilotului se recomandă înfigerea forțată pe ultima etapă, prin vibrare sau batere, fără subspălare.



În fig.1.11 [39] sînt redată diagramele de încărcare-tasare pentru doi piloți introduși în teren prin subspălare în condiții diferite : 1 - după oprirea subspălării și rebătut pînă la obținerea refuzului de calcul; 2 - fără rebatere.

1.2.4. Procesul de consolidare a pământurilor argiloase

La înfigerea forțată a piloților în pământuri argiloase saturate iau naștere presiuni suplimentare interstițiale și în scheletul mineral. În timp, se produce disiparea presiunii apei din pori și creșterea corespunzătoare a celor efective

Fig.1.11.

Cînd presiunea interstițială devine zero, forțele de frecare pe suprafața laterală a pilotului ating valorile maxime. Paralel cu procesul de consolidare - în pămînt - se produc și modificări de natură tixotropică. La înfigere, prin distrugerea legăturilor structurale ale scheletului mineral, se eliberează apa din pori, care contribuie la înmuierea și lichefierea pămîntului din imediată vecinătate a pilotului. La terminarea înfigerii, gelificarea este condiționată de dezvoltarea în pămînt a unor noi legături structurale, ca urmare a îndesării pămîntului de către pilot. Gelificarea și consolidarea pămînturilor sînt inseparabil legate. Piloții bătuți sau vibrați ating integral capacitatea portantă numai după terminarea acestor procese. După Bartolomei [4] la studiul proceselor ce au loc în pămînturile argiloase, în jurul piloților și în zona activă a fundației pe piloți, este necesar a fi considerate : mărirea, în timp, a capacității portante a piloților pe seama variației presiunilor interstițiale și efective, a gelificării pămînturilor din jurul acestora, datorită tensiunilor induse în procesul înfigerii forțate; consolidarea pămîntului din zona activă a fundației pe piloți sub încărcarea variabilă în timpul execuției și apoi constantă, la terminarea construcției.

În literatura de specialitate, studiile referitoare la capacitatea portantă a piloților în timp, în pămînturile argiloase, sînt încă în fază inițială [4], [50], [72], [77], [99]. Unele rezultate experimentale și teoretice [4], [72] din acest domeniu, stabilite în condițiile înfigerii prin batere, pot reprezenta premise de aplicare și în cazul înfigerii elementelor prin tehnica vibrării.

Pe baza prelucrării a circa 40 de rezultate experimentale, pe piloți de probă, Novojilov [72] stabilește următoarea ecuație pentru creșterea în timp a capacității portante a pilotului :

$$P_{\max} = \frac{P_1 - P_2 e^{m(t_2-t_1)}}{1 - e^{m(t_2-t_1)}} \quad (1.6)$$

unde : P_1 și P_2 - rezistențele pilotului la timpii (în zile) t_1 și t_2 după înfigere; m - coeficient ce caracterizează durata procesului de refacere a structurii terenului din jurul pilotului.

În cazul cînd se consideră rezistența pilotului imediat după înfigere P_0 ($t=0$), relația (1.6) devine :

$$P_{\max} = P_0 + \frac{P_1 - P_0}{1 - e^{-mt_1}}$$

496998
UNIV. POLITEHNICA
TIMISOARA
BIBLIOTECA CENTRALA

Dacă relația (1.7) se pune sub forma :

$$1 - e^{-mt_1} = \frac{P_1 - P_0}{P_{\max} - P_0} \quad (1.7')$$

se observă că pe măsură ce timpul crește de la $0 \rightarrow \infty$ valoarea fracției, din partea dreaptă - crește de la $0 \rightarrow 1$, reprezentând gradul de realizare a rezistenței maxime pentru oricare timp, t . Cum teoretic rezistența maximă rezultă la $t \rightarrow \infty$, pentru scopuri practice valoarea fracției din (1.7'), notată cu Q se poate lua în domeniul (0,95-0,99), suficient de aproape a valorii unitare.

Durata procesului de refacere a structurii (în zile) și implicit cea după care urmează a se realiza încercarea pilotului este determinată pe baza relației (1.7') și a indicelui de plasticitate a pământului, în forma [72] :

$$T = k k_Q I_p \quad (1.8)$$

unde : I_p - indicele de plasticitate al pământului; k - coeficient de proporționalitate, egal cu 0,4; k_Q - coeficient ce consideră gradul de refacere a structurii terenului și implicit de atingere a rezistenței maxime a pilotului; Q - gradul de realizare a rezistenței maxime (recomandat 0,98).

Valorile coeficientului k_Q funcție de Q sînt date în tabelul 1.1.

Tabelul 1.1.

$Q = \frac{P_1 - P_0}{P_{\max} - P_0}$	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99
$k_Q = \ln \frac{1}{1-Q}$	3,0	3,22	3,5	3,9	4,6

Din expresiile timpului obținut din (1.7') și (1.8) rezultă :

$$m = \frac{k_Q}{T} = \frac{k_Q}{k k_Q I_p} = \frac{1}{k I_p} = \frac{2,5}{I_p} \quad (1.9)$$

Pentru folosirea în proiectare a valorilor capacităților portante maxime ale piloților, încercările pe piloții de probă în pământurile argiloase trebuie efectuate numai după terminarea procesului de consolidare și gelificare a pământului a cărui durată (relația 1.8) este, în general, mult mai mare decât durata timpului de odihnă

recomandată în STAS 2561/2-81, de 6-15 zile.

Valoarea rezistenței maxime a pilotului se poate obține prin calcul (rel. 1.6 și 1.7); pentru aceasta fiind necesare rezultatele a două încercări pe element (P_1 și P_2 sau P_0 și P_1) precum și cunoașterea indicelui de plasticitate folosit pentru determinarea coeficientului m . Determinarea rezistențelor (P_1 și P_2 sau P_0 și P_1) se poate face și prin metode dinamice de încercare sau penetrări statice. Relațiile stabilite de Novojilov sînt aplicabile pentru calculul de rezistență al piloților numai pentru perioada de timp aferentă execuției lucrărilor de construcții, pînă la cîteva luni.

Capacitatea portantă a pilotului în oricare moment, după bătăre, poate fi găsită cu formula :

$$P_t = P_{\max} - (P_{\max} - P_0) e^{-mt} \quad (1.10)$$

Incercarea repetată pe pilot nu se va realiza mai devreme de $t=0,2T$.

Pe baza rezultatelor experimentale Bartolomei [4] definește capacitatea portantă a pilotului la timpul t după formula (1.11) care de fapt este identică în expresie cu relația (1.6) :

$$P_t = P_0 + (P_{\max} - P_0) (1 - e^{-\delta(t-t_0)}) \quad (1.11)$$

unde : P_t - capacitatea portantă a pilotului după t zile; P_0 - capacitatea portantă a pilotului după bătăre; δ - coeficient ce depinde de proprietățile pămînturilor în care sînt bătuți piloții și care caracterizează atenuarea procesului de mărire a capacității portante; P_{\max} - capacitatea portantă maximă a pămîntului.

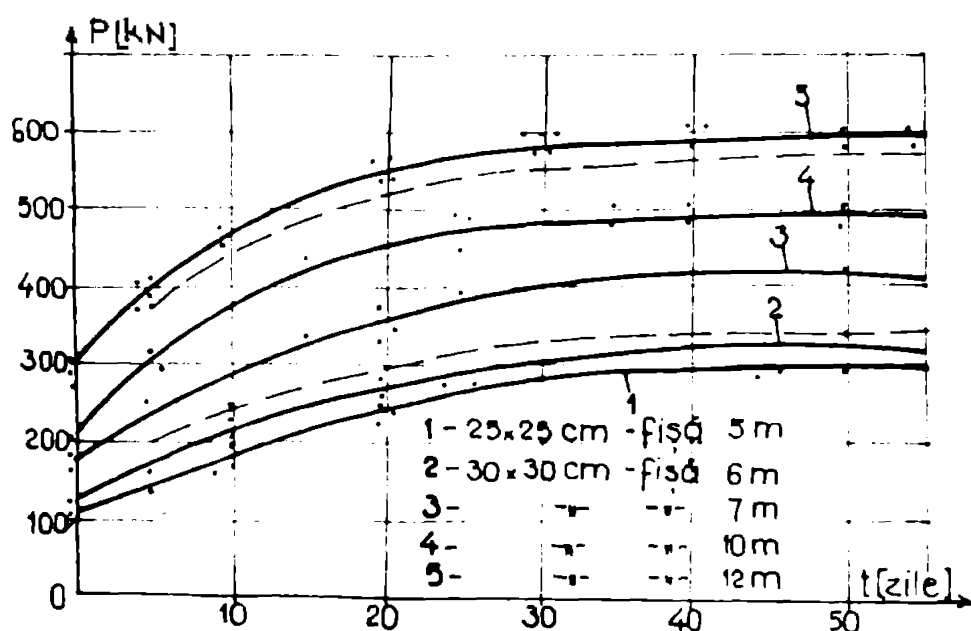


Fig.1.12.

In fig.1.12 sînt prezentate rezultatele experimentale și va-

lorile calculate ale creșterii capacității portante - în timp - pentru piloți prismatici bătuți în pământuri argiloase plastic-moi și plastic-consistente [4].

Valorile calculate cu (1.11) sînt reprezentate cu linie întreruptă. Abaterile valorilor măsurate față de cele calculate au fost de $\pm 5-10\%$. Din fig.1.12 rezultă mărirea capacității portante pe o perioadă medie de 40-45 zile, ea fiind cu (1,4-1,5) ori mai mare decît cea obținută pentru timpul de "odihnă" (recomandat de SNiP) de 6 zile. Față de valorile capacităților portante obținute pentru timpul de odihnă de 6 zile, cele determinate prin încercări de probă (în URSS) cu considerarea timpului de gelificare și consolidare au evidențiat creșteri de 10-30% în argilele nisipoase și de 20-70%, în argile. Considerarea măririi capacității portante a piloților în timp conduce la importante economii în proiectarea fundațiilor pe piloți; față de metodele obișnuite de determinare.

Cu toate aspectele pozitive relevate de cercetările referitoare la considerarea măririi în timp a capacității portante a piloților, complexitatea fenomenului impune cu necesitate definirea parametrilor numerici ce-l caracterizează prin interpretarea statistico-matematică a rezultatelor unui număr cît mai mare de încercări, în condiții specifice de amplasament și tehnologice de execuție.

1.2.5. Alți factori naturali

În pietrișuri și nisipuri cu umiditate redusă capacitatea portantă a piloților poate să scadă în timp; aceasta se explică prin faptul că în procesul înfigerii, prin batere sau vibrație, sub vârful pilotului se formează o zonă îndesată, în limitele căreia pământul este supus unor tensiuni mari. După înfigere are loc relaxarea tensiunilor ce conduce la reșezarea pământului și prin aceasta la o reducere a capacității portante a pilotului în raport cu momentul terminării înfigerii. În cercurile de specialitate este recunoscut faptul că în aceste pământuri refuzul real este mai mare decît cel fictiv.

Toate pământurile, în condiții normale de zăcămint, cu trecerea timpului se comprimă sub acțiunea forțelor de greutate și a presiunilor de diverse proveniențe (rambleuri, diguri etc.). Pe măsura comprimării are loc tasarea pământurilor, care prin forțele de frecare cu suprafața laterală a pilotului forțează deplasarea în jos a acestuia; dacă sub vârful pilotului se găsește un strat puțin compresibil, tasările pilotului fiind mai mici decît cele ale terenului deformabil din jurul lui, atunci, acesta începe să "atîrne" pe

suprafața laterală a pilotului. Forțele de frecare ce apar între pământul care se îndesă și pilot se numesc "forțe de frecare negativă" și ele conduc la reducerea încărcării utile pe element.

Indesarea părții superioare a stratului de pământ din jurul pilotului se poate datora și scăderii nivelului apei subterane sau inundării în cazul pământurilor macroporice; cele mai mari tasări le au straturile de turbă și pământurile turboase.

Studii mai ample asupra capacității portante a piloților și a fundațiilor pe piloți în condițiile manifestării frecărilor negative sînt întreprinse de Rossihin, Iu .V. [101]. După acest autor, determinarea capacității portante a unui pilot la acțiunea forțelor de frecare negativă, presupune rezolvarea următoarelor aspecte : determinarea distribuției forțelor de frecare de-a lungul fișei pilotului; verificarea rezistenței terenului în zona capătului inferior al acestuia; verificarea la flambaj a pilotului, în limitele straturilor slabe și determinarea mărimii forței exterioare pe care o poate prelua elementul.

1.3. METODE DE DETERMINARE A CAPACITĂȚII PORTANTE

Capacitatea portantă a piloților de orice tip se definește ca fiind cea mai mică dintre valorile obținute (prin calcul sau încercarea piloților) din condițiile de rezistență ale terenului de fundare și din condițiile de rezistență ale materialului din care sînt executați. Calculul capacității portante a piloților, din condiția de material, se face în conformitate cu normele de proiectare a elementelor structurale din beton, beton armat sau lemn. Capacitatea portantă după teren se determină prin metode teoretice, semiempirice (prevăzute în normele de proiectare ale fundațiilor pe piloți) și experimentale. Metodele teoretice și semiempirice sînt folosite în general în fazele preliminare de proiectare. Cele experimentale se folosesc pentru precizarea și controlul calculului analitic ale capacității portante, de asemenea, pentru precizarea fișei piloților. Din cauza marelui varietăți a condițiilor de teren normele actuale nu sînt capabile a propune o metodă unică de determinare a capacității portante a terenurilor, apropiată condițiilor reale cu un suficient grad de precizie. Pentru aceasta, precizarea capacității portante, utilizată în proiectare, se face pe baza rezultatelor încercărilor experimentale în al căror număr intră sondarea pământurilor (prin penetrare statică și dinamică cu con, penetrare standard) încercările dinamice ale piloților și încărcările statice pe

piloți de probă (naturali și piloți - model, de inventar).

Sondarea pământurilor reprezintă una din metodele răspândite la stabilirea limitei adâncimii de înfigere a piloților și evaluarea capacității portante. Avantajele acestei metode sînt date de simplitatea constructivă, cheltuielile minime de manoperă și timpul redus la investigarea caracteristicilor fizico-mecanice ale pământurilor pe amplasamentele construcțiilor.

Încercările piloților la sarcini dinamice sînt cele mai răspândite metode pentru determinarea momentului încetării înfigerii pilotului, cînd acesta a ajuns la fișa pentru care se asigură capacitatea portantă de calcul. De asemenea, această metodă se folosește pentru controlul capacității portante.

Metoda încercării piloților la încărcări statice permite determinarea capacității portante a lor, cu cel mai ridicat grad de precizie. Ea rămîne o metodă preferată cu toate că implică valori mari ale lucrărilor, cheltuieli de manoperă și timp.

O cale de raționalizare tehnico-economică a încercărilor experimentale o reprezintă combinarea încercărilor statice și a celor la sarcini dinamice, care să conducă la reducerea numărului încercărilor de probă la minimum necesar.

În continuare se vor prezenta principalele aspecte ale calculului capacității portante din condiția de rezistență a pământului pentru piloți izolați supuși încărcărilor axiale de compresiune, prin cele trei metode de determinare : teoretice, semiempirice și experimentale.

1.3.1. Metode teoretice de calcul

Caracteristic majorității metodelor statice de calcul este definirea încărcării limită (sau critice) pe element, în mod diferențiat, ca încărcare limită pe vîrf și pe suprafața laterală a acestuia. Expresia capacității portante limită a pilotului este dată de suma rezistenței limită pe vîrf (sau baza pilotului) și a frecării limită pe suprafața laterală a pilotului, forma generală fiind :

$$P_{cr} = P_v + P_l \quad (1.12)$$

unde : P_v - încărcarea limită pe vîrf; P_l - încărcarea limită pe suprafața laterală.

Caracteristica majorității ipotezelor admise de diverși autori, la calculul efortului unitar pe vîrfurile pilotului, p_{cr_v} , este considerarea sîmburelui elastic de pămînt care se deplasează pe verticală în contact nemijlocit cu pilotul.

În baza ipotezelor folosite în calculul capacității portante

limită a fundațiilor circulare, de mică adâncime, pentru pilotul cu secțiune circulară plină și fișă D, Terzaghi, K. propune formula semiempirică următoare [20] :

$$P_{cr} = \pi R^2 (1,3c N_c + \gamma D N_q + 0,6 \gamma R N_\gamma) + 2 \pi R D f \quad (1.13)$$

iar pentru secțiunea pătrată :

$$P_{cr} = 4 R^2 (1,3c N_c + \gamma D N_q + 0,8 \gamma R N_\gamma) + 8 R D f \quad (1.14)$$

unde : R - raza secțiunii pilotului sau jumătate din latura secțiunii pătrate; c - coeziunea pământului; γ - greutatea volumică a pământului; D - fișa pilotului; f - frecarea specifică între pilot și teren; N_c , N_q , N_γ - factori adimensionali de capacitate portantă.

Întrucît în STAS-urile 2561/4-74 și 2561/3-83 valorile rezistențelor limită pe talpa piloților de dislocuire, de diametru obișnuit și mare, ce reazemă pe straturi necoezive sînt determinate prin relația stabilită de Berezanțev [8] pentru fundațiile circulare, de suprafață, ea fiind de asemenea recomandată în lucrări de specialitate [39], [133], vom prezenta succint ipotezele de calcul și expresiile factorilor de capacitate portantă. Pentru determinarea presiunii limită s-a folosit teoria echilibrului limită aplicată problemei axial simetrice. Sîmburele conic de pământ, conform datelor experimentale, s-a considerat cu unghiul la vîrf de 90° .

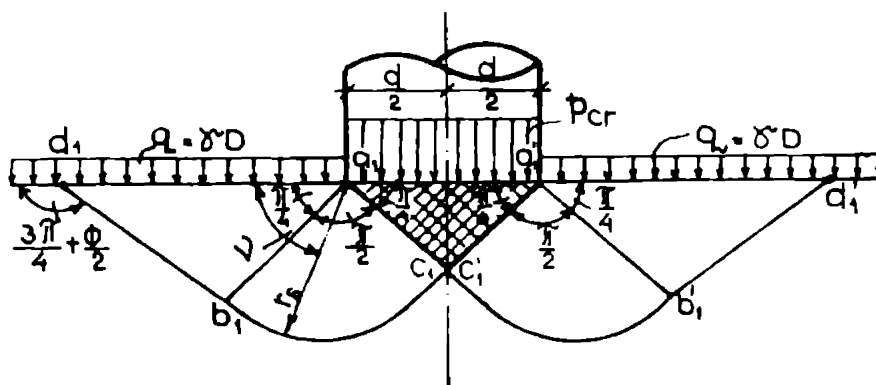


Fig.1.13.

Pe sectoarele $d_1 b_1$ și $d_1' b_1'$ (pînă la razele $a_1 b_1$ și $a_1' b_1'$) generatoarele suprafețelor de alunecare (fig.1.13) reprezintă drepte înclinate față de orizontală cu unghiul $45^\circ - \frac{\phi}{2}$; în continuare, pînă la suprafața miezului de pământ compactat (sectoarele $b_1 c_1$ și $b_1' c_1'$) ele reprezintă arce ale spiralei logaritmice de ecuație :

$$r_s = \frac{d \sqrt{2}}{2 \cos \frac{\phi}{2}} \exp\left(\left(\frac{3}{4} \pi - \frac{\phi}{2} - \gamma\right) \operatorname{tg} \frac{\phi}{2}\right) \quad (1.15)$$

Din integrarea ecuațiilor diferențiale pentru starea de eforturi li-

mită, considerînd conturul aproximat al suprafețelor de alunecare și din condiția de echilibru static a miezului de pămînt rezultă formula pentru determinarea forței critice :

$$P_{cr} = \frac{\tilde{\pi} d^2}{4} (\gamma d N_\gamma + q N_q + c N_c) \quad (1.16)$$

Factorii adimensionali N_γ , N_q , N_c sînt funcții de unghiul ϕ avînd expresiile [8] :

$$N_\gamma = \frac{1}{6} \left\{ \frac{\cos \frac{\phi}{2} + \exp\left(\left(\frac{\tilde{\pi}}{2} - \frac{\phi}{2}\right) \operatorname{tg} \frac{\phi}{2}\right)}{(\omega+1) \cos \phi \cos \frac{\phi}{2}} (M^{\omega+1} - 1) \exp\left(\frac{3\tilde{\pi}}{2} \operatorname{tg} \phi\right) - 0,77 \operatorname{ctg} \phi \left[\left(\frac{\tilde{\pi}}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \exp\left(\frac{3\tilde{\pi}}{2} \operatorname{tg} \phi\right) - \left(\frac{3\tilde{\pi}}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \right] + \operatorname{ctg} \phi (1,2 - 0,26 \operatorname{ctg} \phi) \cdot (\exp\left(\frac{3\tilde{\pi}}{2} \operatorname{tg} \phi\right) - 1) \right\} (1+\sin \phi) \quad (1.17)$$

$$N_q = \frac{1}{3} \frac{1+\sin \phi}{1-\sin \phi} \exp(\tilde{\pi} \operatorname{tg} \phi) (1,5 + M^\omega \exp\left(\frac{\tilde{\pi}}{2} \operatorname{tg} \phi\right)) \quad (1.18)$$

$$N_c = \frac{1}{3} \operatorname{ctg} \phi \left[\frac{1+\sin \phi}{1-\sin \phi} \exp(\tilde{\pi} \operatorname{tg} \phi) (1,5 + M^\omega \exp\left(\frac{\tilde{\pi}}{2} \operatorname{tg} \phi\right)) - 2,5 \right] \quad (1.19)$$

In care notațiile M și ω sînt de forma :

$$M = \frac{\left[\sin\left(\frac{\tilde{\pi}}{4} - \frac{\phi}{2}\right) + \sqrt{2} \exp\left(\left(\frac{\tilde{\pi}}{2} - \frac{\phi}{2}\right) \operatorname{tg} \frac{\phi}{2}\right) \right] \cos \frac{\phi}{2}}{\left[\cos \frac{\phi}{2} + \exp\left(\left(\frac{\tilde{\pi}}{2} - \frac{\phi}{2}\right) \operatorname{tg} \frac{\phi}{2}\right) \right] \sin\left(\frac{\tilde{\pi}}{4} - \frac{\phi}{2}\right)} \quad (1.20)$$

$$\omega = 2 \operatorname{tg} \phi \operatorname{tg} \left(\frac{\tilde{\pi}}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \quad (1.21)$$

Raportul între lungimea prisme de refulare, l și diametrul fundației, d se determină cu expresia :

$$\frac{l}{d} = \frac{\exp\left(\left(\frac{\tilde{\pi}}{2} - \frac{\phi}{2}\right) \operatorname{tg} \frac{\phi}{2}\right)}{\sqrt{2} \sin\left(\frac{\tilde{\pi}}{4} - \frac{\phi}{2}\right)} \quad (1.22)$$

Pentru fundația cu baza pătrată, de latură b expresia (1.16) devine:

$$P_{cr} = b^2 (\gamma b N_\gamma + q N_q + c N_c) \quad (1.16')$$

Berezanțev precizează faptul că datorită particularităților apariției stării limită, în cazul fundațiilor circulare și pătrate, are loc o afînare a pământului pe direcție perpendiculară planurilor meridionale de deplasări, de care se ține seama prin reducerea unghiului de frecare cu 2° față de valoarea obținută în laborator.

Efortul unitar critic pe talpa circulară a pilotului de dislocuire, care reazemă pe un teren necoeziv, este :

$$P_{crv} = \gamma d N_{\gamma} + \gamma_1 D N_q \quad (1.23)$$

unde : γ_1 - valoarea medie ponderată a straturilor străbătute de pilot; D - fișa pilotului.

Expresia (1.23) corectată prin coeficientul ce ține seama de gradul de îndesare a terenului de la bază este definită ca rezistență de calcul a pământului, p_v , în STAS 2561/3-83.

Încercările experimentale efectuate de Berezanțev în pământuri nisipoase de îndesare medie și îndesate [8], [9], au evidențiat faptul că formarea și extinderea zonelor de forfecare, pe măsura creșterii încărcării exterioare, ajung la suprafața orizontală corespunzătoare tălpii elementului. La mărirea în continuare a încărcărilor pe element zonele de forfecare conduc la deformarea stratului de pământ din cuprinsul fișei; presiunile pe terenul de fundare pentru care încep deplasările în stratul corespunzător fișei sînt încă departe de a produce refularea pământului, însă produc tasări mari ale elementului. În procesul de tasare a acestuia, care conti-

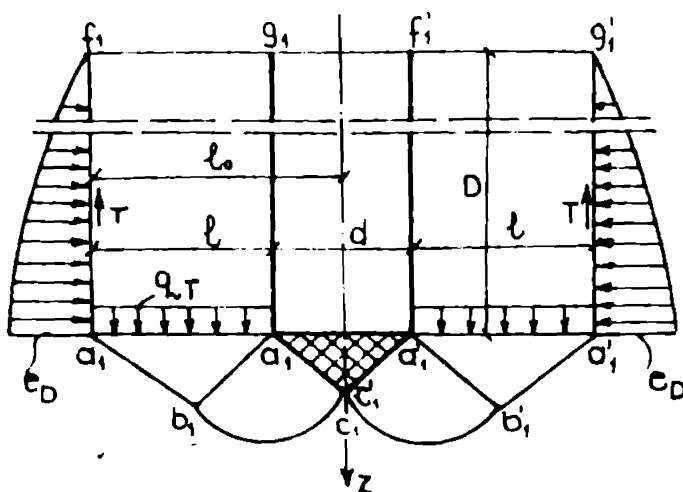


Fig.1.14.

nuă pînă la formarea unor însemnate zone de forfecare, a fost observată o oarecare coborîre a pământului la nivelul tălpii. Datorită acestui fapt supra-sarcina verticală ce acționează la nivelul bazei este dată de greutatea stratului (avînd înălțimea egală cu fișa) micșorată cu valoarea forțelor de frecare ce apar între pământul de

deasupra zonelor de frecare și restul masivului de pământ.

Adoptînd schema de calcul din fig.1.14 Berezanțev determină aproximativ epura presiunilor orizontale pe suprafața cilindrului de pământ cu raza l_0 ($l_0 = l + \frac{d}{2}$); pentru nivelul aferent, D, expre-

sia presiunii horizontale este :

$$e_D = \frac{\operatorname{tg}\left(\frac{\tilde{\pi}}{4} - \frac{\phi}{2}\right)}{\lambda - 1} \left\{ 1 - \left[\frac{1}{1 + \frac{D}{l_0} \operatorname{tg}\left(\frac{\tilde{\pi}}{4} - \frac{\phi}{2}\right)} \right]^{\lambda - 1} \right\} \gamma l_0 \quad (1.24)$$

în care :

$$\lambda = 2 \operatorname{tg} \phi \operatorname{tg}\left(\frac{\tilde{\pi}}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

În conformitate cu ipotezele admise în rezolvarea anterioară (fig.1.13), l_0 este legat de diametrul d al tălpii elementului prin relația :

$$l_0 = \frac{d}{2} \left[1 + \frac{\sqrt{2} \exp\left(\left(\frac{\tilde{\pi}}{2} - \frac{\phi}{2}\right) \operatorname{tg} \frac{\phi}{2}\right)}{\sin\left(\frac{\tilde{\pi}}{4} - \frac{\phi}{2}\right)} \right] \quad (1.25)$$

Intensitatea suprasarcinii q_T (fig.1.14) rezultă prin împărțirea greutății volumului de pământ (din care s-a scăzut forța de frecare, T) la suprafața inelară cu raza exterioară l_0 și interioară $d/2$. Raportul dintre q_T și presiunea $\gamma \cdot D$ este notat de Berezanțev cu α . În aceste condiții, considerînd pentru cazul terenului nisipos $c = 0$, rezultă efortul unitar limită pe vîrfurile elementului, de forma :

$$P_{cr_v} = \gamma d N_\gamma + \alpha \gamma D N_q \quad (1.26)$$

în care : N_γ și N_q sînt factori de capacitate portantă cu expresiile (1.17) și (1.18).

Capacitatea portantă limită, pe vîrfurile elementului de formă circulară, este :

$$P_{cr_v} = \frac{\tilde{\pi} d^2}{4} (\gamma d N_\gamma + \alpha \gamma D N_q) \quad (1.27)$$

În conformitate cu observațiile lui Berezanțev relația (1.27) este aplicabilă piloților de diametru obișnuit sau mare, în condițiile înfîngerii lor forțate, prin batere sau vibrare, care conduce la o zonă relativ mare de compactare a terenului necoeziv de sub talpă.

Prin relația (1.27) se obține totuși numai o parte din rezistența limită a terenului de sub capătul elementului și aceasta datorită modului în care s-a considerat suprasarcina q_T . Mai ales la piloții flotanți, unde încărcarea transmisă direct vîrfurilor reprezintă

o parte din încărcarea totală, aplicarea relației (1.27) ar conduce la o subevaluare a capacității portante pe vîrf. Frecarea dintre pămînt și pilotul flotant, de-a lungul suprafeței laterale a acestuia, determină apariția unor eforturi suplimentare în volumul de pămînt aflat deasupra zonei de forfecări. Berezanțev propune ca pentru astfel de situații valoarea rezistenței limită pe vîrf să se determine cu o relație analoagă (1.26), în care valoarea suprasarcinii este dată de două componente, una ce corespunde lui q_T (fig.1.14) și a doua, egală cu efortul mediu p_f ce apare datorită forțelor de frecare pe suprafața laterală a pilotului.

Eforturile unitare verticale ce apar în diferite planuri orizontale, datorită forțelor de frecare de deasupra lor, se calculează [25] prin integrarea expresiilor stabilite de Mindlin. Pentru cazul distribuției uniforme a frecărilor de-a lungul pilotului, eforturile unitare verticale generate de acestea într-un plan oarecare la nivelul z au expresia generală [25] :

$$p_f = \alpha\left(\frac{l_z}{r}; \frac{R}{r}\right) \cdot f \quad (1.28)$$

în care : f - efortul unitar de frecare între teren și pilot; α - o funcție de parametrii; l_z - lungimea părții din pilot deasupra punctului considerat; r - raza pilotului; R - distanța de la axul pilotului pînă la punctul de calcul din planul orizontal considerat. De exemplu, pentru planul orizontal corespunzător capătului inferior al pilotului de fișă D , valoarea p_f este [101] :

$$p_f = \frac{u}{2\pi} f \left[\frac{2}{R} - \frac{3D^2 + 2R^2}{\sqrt{(D^2 + R^2)^3}} \right] \quad (1.29)$$

în care, alături de notațiile de mai sus, u reprezintă perimetrul pilotului.

Pe baza rezultatelor experimentale de înfigere forțată prin presare statică a piloților cu fișă relativ mare, îndeosebi în încercările de penetrare statică din pămînturi nisipoase, Berezanțev [8] constată că presiunile laterale ale pămîntului pe suprafața volumului cilindric de pămînt (fig.1.14) sînt mai mari decît cele corespunzătoare împingerii active (relația 1.24) dar mai mici decît cele aferente împingerii în stare de repaus. Pentru starea intermediară de solicitare pe care o adoptă, apropiată totuși celei limită, el determină această presiune sub forma :

$$e_D = \frac{K \sqrt{K}}{1 - 2.K} \left[1 - \left(1 + \frac{D}{r_0} \sqrt{K} \right)^{\frac{2K-1}{K}} \right] \delta \cdot r_0 \quad (1.30)$$

unde : r_0 - raza suprafeței cilindrice verticale; K - coeficientul de transmitere a presiunii pe suprafața laterală ($K_a < K < K_o$).

Berezanțev definește pe K astfel :

$$K = \frac{\nu + \frac{\epsilon_x}{\epsilon_z}}{1 - \nu + 2\nu \frac{\epsilon_x}{\epsilon_z}} \quad (1.31)$$

în care : ν - coeficientul lui Poisson; ϵ_x, ϵ_z - deformațiile specifice pe direcție orizontală și verticală obținute în încercarea de compresiune triaxială.

Cu relația (1.30) și considerînd aceleași ipoteze asupra formei suprafețelor de rupere ca în fig.1.13 dar pentru un vîrf conic cu unghiul de 60° , Berezanțev a determinat rezistența limită a pămînturilor nisipoase (și argiloase) în cazul penetrării statice. Este de remarcă faptul că mecanismul deformațiilor pămîntului din jurul pilotului respectiv al penetrometrului static, este confirmat și de unele cercetări mai recente din Franța [18] în domeniul penetrometriei statice.

Cu excepția lui Berezanțev studiile altor cercetători ca Meyerhof, De Beer, Begemann, Van der Veen, Jaky și alții [16], [19], [35], [111], (multe în corelație cu penetrarea statică cu con) pentru determinarea rezistențelor terenurilor pe vîrfurile piloților admit în ipotezele lor de calcul că suprafețele de cedare intersectează corpul pilotului sau penetrometrului. Forma acestor suprafețe, extinderea lor sub și deasupra planului orizontal al vîrfului este specifică ipotezelor fiecărui autor. Conformația geometrică a generatoarelor acestor suprafețe este acceptată, de cele mai multe ori, ca arce de spirale logaritmice. De exemplu, în metoda

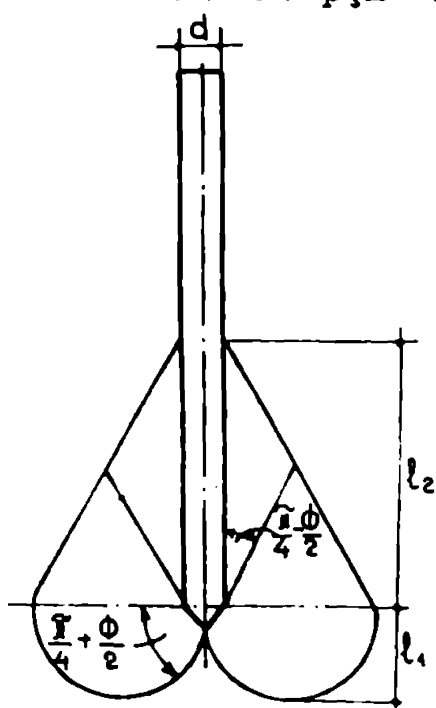


Fig.1.15.

sa De Beer [27] consideră adîncimile l_1 și l_2 (fig.1.15) cu următoarele expresii :

$$l_1 = \frac{d}{2} \frac{\cos \phi}{\sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)} e^{\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \operatorname{tg} \phi} \quad (1.32)$$

$$l_2 = d \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) e^{\pi \operatorname{tg} \phi} \quad (1.33)$$

După Begemann rezistența pe vîrf a unui pilot este egală cu rezistența pe vîrf al penetrometrului dacă fișa pilotului în stratul rezistent este astfel încît spirala logaritmică să fie în întregime situată în acest strat. Din fig.1.16 se observă că o asemenea fișă

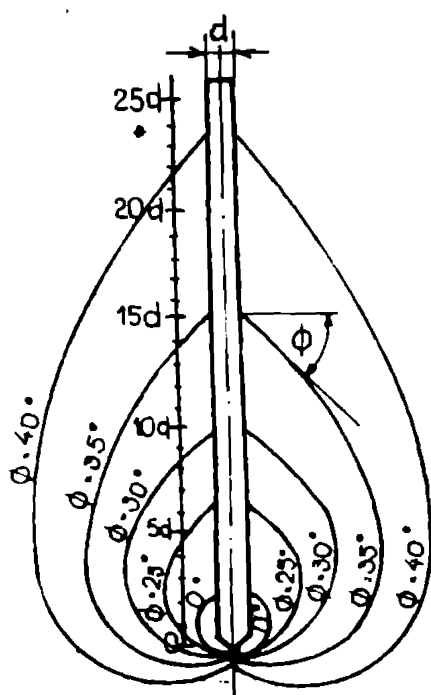


Fig.1.16.

este relativ mare : $13d$, pentru $\phi = 35^\circ$ și $22d$, pentru un nisip mediu îndesat cu $\phi = 40^\circ$. În cazul frecvent întîlnit, al unui strat slab deasupra terenului rezistent, Begemann [19] remarcă faptul că dacă vîrf al pilotului atinge orizontul rezistent atunci rezistența sa pe vîrf este determinată $1/2$ de rezistența stratului superior și $1/2$ de cea a terenului rezistent. Meyerhof elaborează o metodă de calcul a capacității portante a fundațiilor continue de suprafață pe care, prin considerații teoretice și pe baza rezultatelor de laborator, o extinde și pentru fundațiile circulare, respectiv cele de

adîncime. Pentru cele din urmă el admite forma spiralată a suprafețelor de rupere, care, asemenea celorlalți cercetători, se consideră dezvoltate numai în interiorul masivului de pămînt. Meyerhof consideră că, odată formate zonele de forfecare, volumul lor rămînînd constant, sporul de capacitate portantă rezultă exclusiv pe seama frecării cu suprafața laterală a elementului.

Comparațiile făcute de Nordlund și Vesic [122] între factorii de capacitate portantă obținuți de Berezanțev și alți cercetători au stabilit că valorile date de acesta, cu considerarea adîncimii relative D/d , corespund mai bine cu valorile reale de cedare a piloților. Faptul că relațiile lui Berezanțev de calcul a rezistenței limită pe vîrf al elementelor de fundare indirectă sînt cuprinse și în normativele sovietice și românești, denotă doar posibilitatea evaluării relativ mai bune a capacității portante a pilo-

șilor în raport cu alte rezolvări teoretice și nicidecum absolutizarea valabilității lor. Ele rămân tributare, ca de altfel toate rezolvările teoretice, aceluiași inconvenient, legate de ipotezele admise în calcul, de incertitudinile privind valorile caracteristicilor mecanice ale pământurilor. Unele recomandări legate de utilizarea relațiilor lui Berezanțev pentru calculul efortului unitar limită pe vârful pilotului [25] pot fi rezumate la următoarele : în pământuri nisipoase (relația 1.26); în argile (relația 1.23) dedusă pentru fundațiile circulare de suprafață. După Berezanțev [8] la piloți bătuți atingerea stării limită nu este legată de refularea pământului la suprafață ci corespunde trecerii la presiunea pentru care tasarea se mărește brusc; această presiune corespunde unei asemenea dezvoltări a zonelor de forfecare încât ele ajung la planul orizontal corespunzător vârfului pilotului.

. În general, relațiile de calcul ale frecării limită pe suprafața laterală a pilotului se bazează pe determinarea presiunilor normale la suprafață în ipoteze ale împingerii active a pământului sau în stare de repaus [39]. De exemplu, relația semiempirică în [122] a efortului unitar limită de frecare pe suprafața laterală a pilotului este dată sub forma:

$$f = \bar{K}_f p_g \operatorname{tg} \delta \quad (1.34)$$

unde : \bar{K}_f - coeficient ce depinde de îndesarea pământului necoeziv (după Meyerhof cu valoarea 0,5 pentru terenul afânat și 1 pentru cel îndesat); p_g - presiunea geologică; δ - unghiul de frecare între pilot și teren.

Tomlinson [122] propune pentru cazul pământurilor argiloase, următoarea relație de calcul a forței de frecare :

$$P_\ell = \alpha \bar{c}_d \cdot A_\ell \quad (1.35)$$

în care : α - factor de adeziune definit ca raportul dintre efortul unitar de frecare pe suprafața laterală și cel de rezistență la tăiere a argilei în stare netulburată; \bar{c}_d - media rezistenței la tăiere, în stare netulburată, a argilei din jurul pilotului; A_ℓ - suprafața laterală a pilotului.

Referitor la considerarea presiunilor laterale de împingere activă, neconformarea rezultatelor teoretice cu cele experimentale a fost dovedită de Patalaev [25]; rezolvarea problemei plane pentru suprafețele de sprijin este imposibil a fi transferată lucrului pilotului cu terenul din jur.

În ultima perioadă de timp au apărut propuneri noi referitoare la calculul rezistențelor pământului ce se dezvoltă pe suprafața laterală a piloților, bazate pe teoria plasticității [25]. Eforturile unitare de compresiune pe suprafața laterală se determină prin considerarea deformației pământului, la înfigerea pilotului, ca o deformație plană axial simetrică de lărgire a unui orificiu circular de la raza zero pînă la cea aferentă pilotului, $d/2$ [25].

Calculate pe baza criteriului de plasticizare Mohr-Coulomb, eforturile unitare limită din domeniul plastic sînt :

$$\begin{aligned} \sigma_r &= (p_r + c \cdot \operatorname{ctg} \phi)(2r/d)^{\xi-1} - c \cdot \operatorname{ctg} \phi \\ \sigma_\theta &= \xi(p_r + c \cdot \operatorname{ctg} \phi)(2r/d)^{\xi-1} - c \cdot \operatorname{ctg} \phi \end{aligned} \quad (1.36)$$

în care : p_r - presiunea radială căutată ce acționează pe circumferința orificiului; c și ϕ - caracteristicile rezistenței la forfecare a pământului; $\xi = \operatorname{tg}^2(45 - \phi/2)$.

Din condițiile de continuitate a eforturilor unitare pe circumferința ce separă domeniul deformațiilor plastice de cele elastice se obține raza acesteea :

$$\rho = \frac{d}{2} \left[\frac{(p_r + c \cdot \operatorname{ctg} \phi)(1 + \xi)}{2(p_l + c \cdot \operatorname{ctg} \phi)} \right]^{\frac{1}{1-\xi}} \quad (1.37)$$

unde p_l este presiunea orizontală a pământului, în stare de repaus, la adîncimea de calcul dată.

În ipoteza că formarea orificiului în teren este urmarea îndesării acestuia în domeniile plastice și elastice s-a admis determinarea deformației specifice a unui volum elementar, în punctul de coordonată r , prin aplicarea legii îndesării în formă liniară [25]. Deformația specifică a volumului elementelor în funcție de indicile porilor inițial, e , este :

$$\epsilon_v = (e - e(r))/(1 + e) \quad (1.38)$$

Cu aplicarea principiilor consolidării monodimensionale și a legii liniare de îndesare, deformația specifică de volum devine :

$$\epsilon_v = (1-2\mu) \left\{ (1+\mu) \left[(p_r + c \cdot \operatorname{ctg} \phi)(2r/d)^{\xi-1} (1+\xi) - 2c \cdot \operatorname{ctg} \phi \right] - 2p_l \right\} / E \quad (1.39)$$

în care μ este coeficientul lui Poisson și E este modulul de deformație liniară.

Pentru piloții de îndesare, considerîndu-se lărgirea orificiului de la rază zero pînă la raza pilotului, variația de volum în

domeniul plastic este :

$$\Delta V = \int_0^{\rho} \int_0^{2\pi} \epsilon_v r dr d\theta \quad (1.40)$$

Înlocuind (1.37) și (1.39) în (1.40) și considerînd deformarea pămîntului în domeniul elastic se determină presiunea radială p_r [25] :

$$p_r = \left[\frac{E}{4p_p(1-\mu^2) - 2p_l(2-\mu)} \right]^{\frac{1-\xi}{2}} (p_p + c \cdot \text{ctg} \phi) - c \cdot \text{ctg} \phi \quad (1.41)$$

cu :

$$p_p = 2(p_l + c \cdot \text{ctg} \phi) / (1 + \xi) - c \cdot \text{ctg} \phi \quad (1.42)$$

În (1.41), modulul de deformare liniară E este recomandabil a fi determinat prin încercare presiometrică.

Presiunile calculate (1.41) depind de compresibilitatea pămîntului și se măresc pe adîncime după o lege apropiată celei parabolice. Eforturile unitare de frecare f , se calculează cu relația:

$$f = p_r \cdot \text{tg} \phi + c \quad (1.43)$$

Prin încercări experimentale, Lapsin, F.K. [25] a stabilit corelația între presiunile radiale și rezistența la forfecare a pămîntului în funcție de consistența acestuia. Asemenea dependențe se

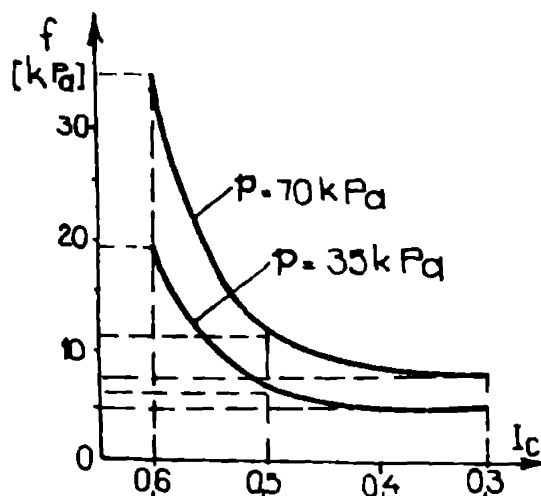


Fig.1.17.

exemplifică în fig.1.17 pentru încercări pe argilă nisipoasă la presiunile de 35 kPa și 70 kPa. Dintre relațiile teoretice ce determină efortul unitar de frecare pe suprafața laterală a pilotului în funcție de compresiunea laterală a pămîntului, metoda de evaluare a acestei ultime mărimi prin relația (1.41) pare a fi mai apropiată stării reale de eforturi și deformații generată de înfigerea forțată a pilotului. Totuși, prin faptul că în relația (1.41) intervin caracteristicile fizico-mecanice ale pămîntului, ce tre-

buie prealabil determinate, ea prezintă aceleași inconveniente legate de precizie ca oricare metodă teoretică.

1.3.2. Metode empirice de calcul

În metoda de calcul la stări limită a fundațiilor pe piloți,

majoritatea relațiilor, de evaluare a capacității portante limită a piloților izolați (supuși încărcărilor de compresiune axială), folosite în fazele preliminare de proiectare se bazează pe valorile tabelate ale eforturilor unitare limită de rezistență a terenului pe vîrf și de frecare pe suprafața laterală. Aceste eforturi unitare limită, denumite rezistențe de calcul în STAS 2561/3-83, sînt valori medii obținute pe baza interpretării rezultatelor încercărilor pe piloți de probă, introduși în teren prin batere, fiind prezentate tabelar funcție de granulozitatea, starea de îndesare și consistența straturilor de pămînt, precum și de nivelul de adîncime al vîrfului pilotului și al grosimii medii a stratului față de suprafața liberă a terenului. Valorile rezistențelor de calcul (tabellele 6 și 7 din STAS 2561/3-83) sînt cele stabilite de Luga, A.A. [39]. Capacitatea portantă de calcul a pilotului izolat, definită ca fracțiune din încărcarea limită pe pilot, se obține prin micșorarea ultimei valori cu unul sau mai mulți coeficienți de siguranță. În general, valorile coeficienților de siguranță sînt funcție de gradul de importanță a construcției și de alți factori. În STAS 2561/3-83 (ca și în vechiul SNiP II B5-67) sînt folosiți doi coeficienți : unul, notat cu k , ce reprezintă coeficientul de omogenitate al pămîntului și al doilea, notat cu m , coeficientul condițiilor de lucru. Dacă pentru valorile coeficientului de omogenitate STAS 2561/3-83 consideră invariabil, $k = 0,70$ (excepție fac piloții purtători pe vîrf, executați pe loc, cu $k = 0,5$) pentru coeficienții condițiilor de lucru sînt date valori diferențiate (funcție de modul de execuție al pilotului) pentru rezistențele pe vîrf și cele de frecare pe suprafața laterală a pilotului. De exemplu, conform STAS 2561/3-83, pentru un pilot flotant prefabricat de formă prismatică, ce străpunge n straturi diferite de teren, capacitatea portantă de calcul la forțe axiale de compresiune este :

$$R = k(m_1 p_v A + m_2 u \sum_{i=1}^n f_i l_i) \quad (1.44)$$

iar cea a piloților purtători pe vîrf se determină cu relația :

$$R = R \cdot m \cdot p_v \cdot A \quad (1.45)$$

În legătură cu utilizarea rezistențelor de calcul p_v , printre altele, în STAS 2561/3-83 sînt prevăzute următoarele :

- * ... Adîncimea de înfigere a pilotului se măsoară de la nivelul terenului natural pînă la nivelul vîrfului pilotului, cînd umplutura sau decapările prevăzute

nu vor depăși 3 m. Când umpluturile sau decapările sînt mai mari de 3 m, adîncimea de înfigere se măsoară de la un nivel superior, respectiv inferior, cu 3 m nivelului terenului natural".

Corespunzător acestei prevederi a STAS-ului urmează că nivelul de adîncime al unui strat de pămînt va fi considerat același, de exemplu, în cazul unei umpluturi de 3,10 m și 10,0 m, ceea ce nu este logic. Mult mai riguroasă este alegerea suprafeței în raport cu care se măsoară adîncimea, în diversele cazuri de decapări sau rambleeri, considerînd acțiunea eforturilor unitare în masivul de pămînt. În stabilirea nivelului acestei suprafețe, conform rezolvării lui Dalmatov [25] se pleacă de la faptul, demonstrat și prin relațiile teoretice de calcul, că rezistențele pe suprafața laterală a pilotului, în totalitate, și cele la nivelul vîrfului, în mare măsură, sînt determinate de mărimea eforturilor unitare orizontale ce acționează în masiv datorită greutatei proprii a lui. Același STAS prevede ca valabilitate a valorilor tabelate, p_v , atît pentru nisipurile îndesate cît și pentru cele cu îndesare medie, cînd "încastrarea relativă a vîrfului pilotului este mai mare sau egală cu 15 (în straturile de pietriș și nisip mare) și respectiv 4 (pentru celelalte categorii de pămînturi nisipoase)".

Deoarece valorile tabelate p_v din STAS sînt identice cu cele ale SNiP-ului II B5-67, observațiile lui Obadovski [73] referitoare la rezistențele nisipurilor îndesate sînt pe deplin justificate ca semnalare. Bazat pe numeroase rezultate experimentale, efectuate de Institutul Fundamentproiect, acest autor relevă faptul că încastrarea piloților bătuți în nisipuri îndesate nu este posibilă pe mai mult de 0,30-0,50 m și că valorile tabelate p_v pot fi majorate cu un coeficient de 1,6-2. Valoarea mai mare a coeficientului Obadovski o recomandă atunci cînd gradul de îndesare s-a stabilit prin sondaje de penetrare statică. Unele încercări experimentale din țară [24] efectuate în nisipuri intermediare celor fine și medii au evidențiat de asemenea, valori ale rezistențelor pe vîrf și de frecare mai mari, decît cele standardizate, aproximativ de două ori.

Dacă după STAS 2561/3-83 (ca și în vechiul SNiP II B5-67) capacitatea portantă de calcul a pilotului izolat, din condiția de rezistență a terenului, este admisă ca încărcare de calcul pe pilot, după SNiP.II-17-77 capacitatea portantă de calcul este considerată ca încărcarea de calcul admisă pe pilot înmulțită cu un coeficient de siguranță k_g [121], [123] :

$$N \leq \frac{\bar{\Phi}}{k_s} = P \quad (1.46)$$

Conform SNiP II-17-77 valorile coeficientului de siguranță k_s (cu excepția fundațiilor pentru poduri) sînt stabilite funcție de modul de determinare a capacității portante de calcul a pilotului, astfel : $k_s = 1,4$ dacă capacitatea portantă a pilotului s-a stabilit prin calcul sau pe baza rezultatelor încercărilor dinamice ale pilotului fără considerarea deformațiilor elastice ale terenului; $k_s = 1,25$ dacă aceasta se determină pe baza rezultatelor încercărilor statice pe piloți de probă, de asemenea, pe baza rezultatelor de penetrare statică și a încercărilor dinamice pe pilot, cu considerarea deformațiilor elastice ale terenului.

Caracteristic tuturor relațiilor de calcul a capacității portante $\bar{\Phi}$ [121] este folosirea unui coeficient global pentru condițiile de lucru ale pilotului, în paralel cu introducerea sau nu a coeficienților de lucru diferențiați, pentru rezistențele terenului pe vârful și suprafața laterală a pilotului. De exemplu, conformația relației de calcul a capacității portante (SNiP II-17-77) pentru un pilot flotant, care lucrează sub încărcări verticale de compresiune axială, este :

$$\bar{\Phi} = m(m_R RA + u \sum_{i=1}^n m_f f_i l_i) \quad (1.47)$$

în care valorile coeficienților condițiilor de lucru (m , m_R , m_f), și a rezistențelor de calcul (R , pentru vîrf și f_i pentru frecarea laterală) sînt date tabelar.

În legătură cu folosirea formulelor empirice la calculul capacității portante a piloților este unanim recunoscut faptul că ele furnizează - în general - informații de ordin calitativ, fiind recomandate în fazele preliminare de proiectare. Totuși, în unele situații, capacitatea portantă a piloților stabilită prin formule empirice poate fi admisă pentru proiectul de execuție; în acest sens, STAS 2561/3-83 permite stabilirea definitivă a capacității portante a piloților, prin formule empirice, în cazul construcțiilor de importanță III, IV și V, cînd sub vîrfurile piloților se găsesc pămînturi din categoriile specificate la punctul 3.4 din STAS 3316-77 și numai dacă numărul total de piloți nu este mai mare de 100.

1.3.3. Metode experimentale

1.3.3.1. Încercarea piloților la încărcări statice

Execuția unei astfel de încercări constă în determinarea nemijlocită a încărcării limită pe pilot; ea permite obținerea celor mai veridice date referitoare la capacitatea portantă a pilotului. Totuși, dificultățile legate de realizarea încercării, costurile ridicate de manoperă și materiale determină ca numărul piloților încercați să fie limitat la minimum necesar. Principalele probleme ce pot impune necesitatea încercărilor pe piloți sînt, în afara celor legate de determinarea capacității portante propriu-zise, următoarele : verificarea posibilităților de înfigere a piloților, controlul sau precizarea capacității portante și a deformațiilor unor piloți introduși în teren.

În funcție de problemele puse încercările se efectuează înaintea proiectului de execuție sau în perioada de proiectare și execuție a lucrărilor de piloți. Pentru lucrări importante, cînd trebuie introduși în teren un număr mare de piloți, încercările trebuie finalizate înaintea elaborării proiectului de execuție, deoarece datele experimentale sînt necesare la precizarea fișei și a capacității portante a piloților. În aceste cazuri încercările se efectuează în zonele de pe amplasamentul lucrării cu cele mai diferențiate caracteristici stratigrafice și geotehnice și în care piloții de probă introduși în teren, cu aceeași instalație ca cea preconizată pentru execuție, pot avea fișe minime și maxime. Dacă este necesar numai controlul sau precizarea capacității portante a unor piloți, din cei executați pentru fundația propriu-zisă, se aleg pentru încercări piloți izolați la care nu s-a realizat refuzul stabilit sau cei care vor prelua cele mai mari încărcări din construcție.

Din metodele de încercare a piloților la încărcări statice de compresiune axială, două au actualmente cea mai largă gamă de aplicare și anume : metoda treptelor de încărcare fără descărcări intermediare și metoda treptelor de încărcare cu descărcări intermediare sau metoda încărcărilor ciclice [18], [73]. Încercarea după prima metodă constă în aceea că pilotul este încărcat în trepte care reprezintă cotă parte din valoarea capacității portante limită prezumate. Fiecare treaptă următoare se aplică după stabilizarea deformațiilor pilotului din încărcarea la treapta precedentă.

Polosită în toate programele franceze de încercări ale pilo-

ților precum și în unele americane, metoda încărcărilor ciclice permite măsurarea deformațiilor plastice după fiecare treaptă de încărcare.

În general, echipamentul folosit în încercările piloților la forțe de compresiune axială se compune din următoarele : dispozitiv de lestare sau de ancorare; pompă și presă hidraulică (recomandându-se a avea intercalat pe circuitul pompă-presă, un dispozitiv automat pentru menținerea constantă a presiunii); cadre de referință; instrumente de măsurare a deformațiilor; în [18], [20], [39] sînt prezentate variate soluții constructive pentru dispozitivele de lestare și ancorare.

În țara noastră încercarea piloților de probă la încărcări statice de compresiune axială se realizează după metoda treptelor de încărcare fără descărcări intermediare, fiind de tipul "efort impus - deformație controlată", reglementată ca mod de execuție și centralizare a rezultatelor măsurătorilor prin STAS 2561/2-81. Faza desstabilizare a tasării sub o treaptă se consideră atinsă cînd diferența tasărilor medii înregistrate în 4 intervale de citiri consecutive la 30 de minute nu depășește 0,1 mm. În accepțiunea STAS 2561/2-81 încărcarea critică pe pilot este considerată încărcarea premergătoare celei limită.

Pe baza rezultatelor obținute din încercarea pilotului se întocmesc diagramele de variație : tasare stabilizată - încărcare, $s = f(P)$; încărcare - timp, $P = f(t)$; tasare - timp, $s = f(t)$ (STAS 2561/2-81).

Încercarea piloților la forțe de compresiune axială prin metoda treptelor de încărcare fără descărcări intermediare este folosită și în alte țări, fiind reglementată ca mod de aplicare și interpretare prin norme specifice. Astfel, în URSS, GOST 5686-78 [125] prevede aceleași condiții referitoare la mărimea treptelor

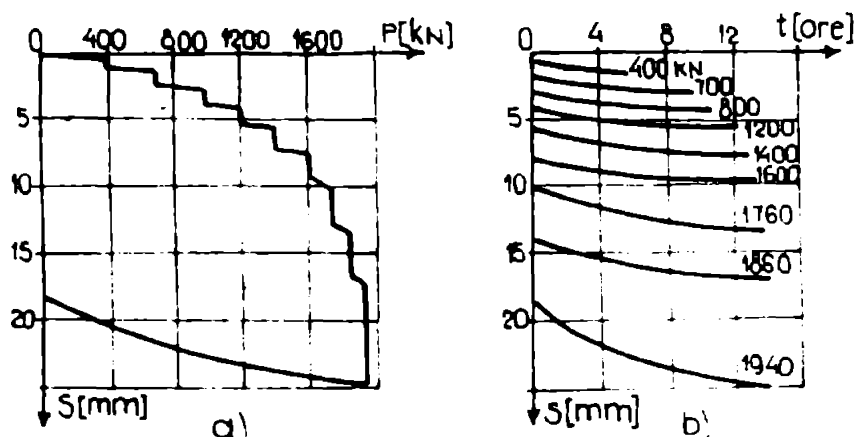


Fig. 1.18.

de încărcare și de stabilizare a tasărilor ca și în STAS 2561/2-81. Rezultatele se prezintă sub formă de curbelor de variație ale tasării funcție de încărcare, $s = f(P)$ (fig.1.18.a) și funcție de timp și încărcare, $s = f(t,P)$ fig. 1.18.b).

Incercarea piloților prin metoda treptelor de încărcare fără descărcări intermediare se aplică în SUA, în conformitate cu programul ASTM (The American Society for Testing Materials) [18],[20]. Încărcarea maximă folosită în încercare este fixată arbitrar, ca dublul încărcării nominale (sau de serviciu) estimată pentru pilot, P_n ; se aplică opt trepte de încărcare egale cu $P_n/4$. Fiecare treaptă de încărcare este menținută cel puțin 2 ore, trecîndu-se la următoarea cînd viteza tasărilor este mai mică de 0,25 mm/oră. Ultima treaptă este menținută constantă timp de 24 ore, după care se face descărcarea pilotului în trepte, înregistrîndu-se revenirea elastică. Rezultatele se prezintă sub forma diagramei de încărcare-tasare.

Metoda treptelor de încărcare cu descărcări intermediare, sau metoda încărcărilor ciclice este folosită în exclusivitate în programele franceze de încercări ale piloților la compresiuni statice axiale, precum și în cele propuse de Chellis (SUA) și Szechy (R.P.Ungară). Dintre cele trei programe de încercări aplicate în Franța, actualmente se folosește tot mai mult programul LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) [18]. Acest program de încercare este astfel conceput încît poate fi realizat în două zile. Pilotul este supus la două cicluri de încărcare - descărcare, forța maximă fiind dublul încărcării nominale a pilotului, $P_{max} = 2P_n$. Primul ciclu de încărcare - descărcare se realizează cu încărcare de la zero la P_n , în trepte egale cu $P_n/5$; al doilea ciclu are încărcarea de la zero la $2P_n$, tot în trepte egale cu $P_n/5$.

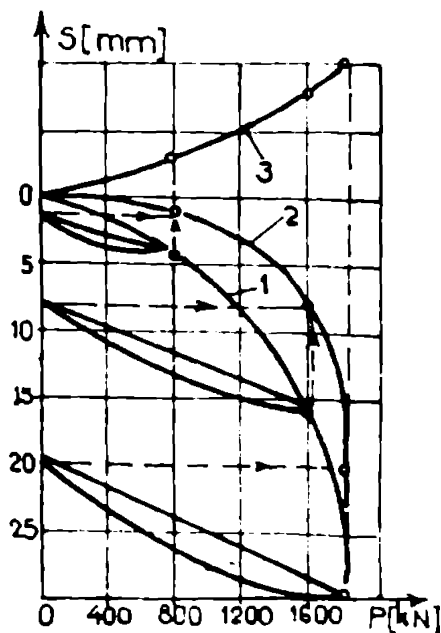


Fig.1.19.

Programul de încercări propus de Chellis (SUA) prevede cicluri repetate de încărcare - descărcare căutîndu-se a se determina pentru fiecare încărcare deformațiile plastice. Rezultatele se prezintă sub forma unei curbe de încărcare - deformații plastice, folosită în interpretarea empirică a capacității portante a pilotului [18] [20]. Dacă din ordonatele curbei de tasare totală (1 din fig.1.19) se scad cele aferente curbei deformațiilor plastice (2) se obțin ordonatele din curba deformațiilor elastice (3) (fig.1.19).

Incercarea piloților la încărcări ciclice propusă de Szechy [18] constă în următoarele : încărcarea maximă pe pilot P_{max} , fixată aproximativ la dublul

valorii încărcării nominale este împărțită în cel puțin șase părți egale; fiecare treaptă de încărcare, mai mare decât precedenta cu $P_{max}/6$, se menține pînă la stabilizarea tasărilor și apoi, descărcată complet, se măsoară deformațiile elastice, s_e , și cele plastice, s_p .

Rezumîndu-ne la evidențierea cîtorva dintre programele de încercări ale piloților de probă, considerate a fi cele mai reprezentative, se poate afirma că în fiecare țară există cel puțin un program oficializat, care, prin particularitățile specifice de aplicare și interpretare a rezultatelor, reflectă experiența acumulată în domeniul realizării fundațiilor pe piloți.

A.- Metode de interpretare a rezultatelor încercărilor

Rezultatele experimentale ale majorității programelor de încercare a piloților se materializează grafic prin diagramele de variație ale tasărilor stabilizate în funcție de încărcare, $S=f(P)$. În strînsă dependență de natura straturilor de pămînt străbătute de piloți, dar mai ales aflate sub vîrfurile acestora alurile diagramei încărcare-tasare, pot prezenta forme caracteristice dintre care unele sînt redată în fig.1.20. Alurile curbelor II și V, ase-

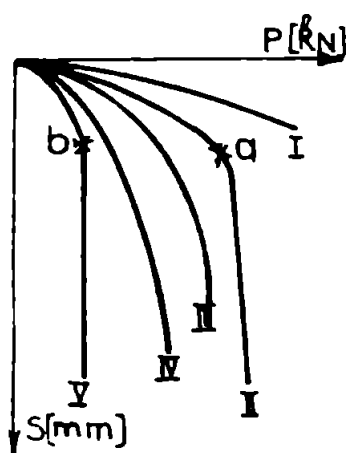


Fig.1.20.

Curba I, caracteristică unor pămînturi rezistente sub vîrfurile piloților, evidențiază o aproximativă proporționalitate între încărcare și tasare; în acest caz încărcarea maximă pe pilot este caracterizată de capacitatea portantă a solului de sub vîrf sau, în extrem, de cea a materialului din care pilotul este executat. De pe diagramele III și IV determinarea încărcării limită pe pilot se face doar convențional pentru că nu este evidențiată cu claritate natura tasării ce îi corespunde [73]; mulțimea cercetărilor și propunerilor pentru determinarea încărcării limită pe piloți se referă mai ales la astfel de diagrame. Alurile III și

IV sînt aceleași, totuși, alura IV poate fi considerată ca specifică unui pilot ce pătrunde cu vîrful într-un pămînt mai compresibil decît pilotul ce are diagrama III.

Dependente de modul în care se realizează programul de încercări pe piloți, metodele de determinare a capacității portante limită și a celei de calcul pot fi separate în trei grupe : empirice, semiempirice și teoretice.

A.1.- Metode empirice de interpretare

Bazate pe alura diagramelor încărcare-tasare, metodele empirice de determinare a capacității portante a piloților sînt folosite în majoritatea programelor de încercări oficializate, fie în țară, fie în străinătate. O caracteristică a metodelor empirice este definirea capacității portante limită funcție de mărimea prestabilită, a tasării totale (sau numai remanente) a pilotului încercat. Valoarea capacității portante de calcul (sau a încărcării nominale pe pilot) se obține prin împărțirea celei limită la un coeficient de siguranță impus sau, în cazul calculului la stări limită, determinat prin criterii statistice.

Din lucrările de specialitate [13], [18], [60], [73], [111], în tabelul 1.2, sînt prezentate sintetic condițiile de tasare prin care se determină capacitatea portantă limită pe pilot, corespunzător recomandărilor din unele țări. Pentru cîteva situații în tabel sînt prezentate și valorile coeficienților de siguranță adoptați în scopul determinării capacității portante de calcul.

Tabelul 1.2.

Țara și metoda propusă pentru determinarea capacității portante limită și a celei de calcul, după rezultatele încercărilor pe piloți.	Condițiile și valorile tasărilor de pe curba încărcare-tasare care sînt recomandate pentru determinarea încărcării limită pe pilot sau a încărcării de calcul.	Valorile coeficienților de siguranță pentru determinarea capacității portante de calcul.
1	2	3
<p><u>R.S. România :</u></p> <p>- STAS 2561/2-81 (Încercarea în teren a piloților de probă)</p>	<p>tasare $0,1 d$; unde d este diametrul sau latura pilotului.</p>	<p>încercarea de calcul (conform STAS 2561/3-83) $R = k \cdot m \cdot P_{cr}$ $k = 0,7$; $m = 1$.</p>

Tabelul 1.2.(continuare)

1	2	3
<p><u>U.R.S.S.</u> :</p> <ul style="list-style-type: none"> - SNiP II B5-67 (vechi) - SNiP II-17-77 (actual) - VTU(401-01-388-71) (Instrucțiuni tehnice provizorii pentru orașul Leningrad) - Indreptar pentru proiectarea fundațiilor pe piloți în pământuri tasabile. - Institutul de Construcții din Kiev. 	<p>o,1 din tasarea medie limită, admisă după SNiP II-15-74 pentru clădirea sau construcția dată.</p> <p>o,2 din tasarea medie limită, admisă după SNiP II-15-74 pentru clădirea sau construcția dată.</p> <p>Tasare 40 mm.</p> <p>Tasare 30 mm.</p> <p>Tasare mai mare de 30-40 mm.</p>	<p>$R=kmP_{lim}$</p> <p>$k=0,8; m=1.$</p> <p>1,25</p>
<p><u>S.U.A.</u> :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Boston Building Code - Louisiana Department of Highway - Chicago Building Code - Bureau of Bridges Ohio - metoda Chellis 	<p>încărcarea maximă pe pilot dacă :</p> <ul style="list-style-type: none"> - pe curba încărcare-tasare nu apare "nici un semn de rupere"; - tasarea remanentă, după descărcarea completă a pilotului, este mai mică de 12,5 mm; <p>tasare totală, mai mică sau egală cu 6,3 mm în 48 ore.</p> <p>tasare totală egală cu 0,25 mm pe 10 kN încărcare aplicată.</p> <p>tasare totală egală cu 0,75 mm pe 10 kN încărcare aplicată.</p> <p>tasare de pe curba deformațiilor plastice, în punctul de frîntură bruscă.</p>	<p>2</p> <p>2</p> <p>2</p> <p>2</p>
<p><u>R.S. Cehoslovacă</u> :</p>	<p>tasare 15-20 mm și frîntură bruscă a curbei tasare - încărcare.</p>	
<p><u>AUSTRIA</u> :</p>	<p>tasare 25 mm.</p>	

Tabelul 1.2.(continuare)

1	2	3
R.F.GERMANA și BELGIA	tasare 20 mm.	
ELVETIA :	tasare 0,1 d; unde d este latura pilotului.	
JAPONIA :	tasare 6-9 mm și frîntură bruscă a curbei tasare- încărcare.	

A.2.- Metode semiempirice de interpretare

Aceste metode se bazează fie pe examinarea comportamentului reologic al pământului, fie pe analiza calitativă a diagramei de încărcare - tasare a pilotului încercat. Cele mai reprezentative metode semiempirice de determinare a capacității portante a piloților, pe baza rezultatelor încercărilor elementelor de probă, sînt cele propuse de Szechy și Van der Veen [18].

Analizînd procesul de deformare a terenului funcție de încărcările aplicate, Szechy admite două faze de deformare : prima, în cursul căreia particulele de pământ - fiind supuse unei îndesări progresive - au deformații elastice mai mari decît cele plastice și a doua, cînd deformațiile plastice devin preponderente în raport cu cele elastice. Dacă $s_{e_{i-1}}$ și s_{e_i} sînt deformațiile elastice pentru încărcările P_{i-1} și P_i iar $s_{p_{i-1}}$ și s_{p_i} deformațiile plastice corespunzătoare (fig.1.21.a) raportul :

$$\xi = \frac{s_{e_i} - s_{e_{i-1}}}{s_{p_i} - s_{p_{i-1}}} \quad (1.48)$$

va fi crescător în prima fază și descrescător în a doua (fig.1.21.b). Criteriul atingerii capacității portante limită este dat de valoarea maximă a raportului (1.48).

Dacă în timpul încercării (fig.1.21.b) după depășirea valorii maxime a raportului încercarea poate fi oprită, rezultînd astfel o scurtare a perioadei de încercare și prin aceasta, unele avantaje economice.

Bazat pe unele încercări de probă executate de Departamentul Lucrărilor Publice din Amsterdam, Van der Veen [127] admite pentru diagrame încărcare-tasare o expresie analitică exponențială :

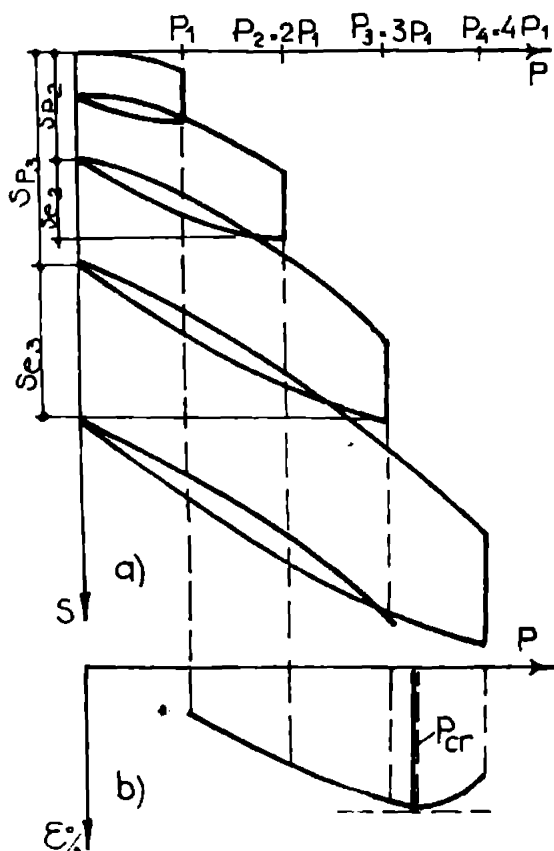


Fig. 1.21.

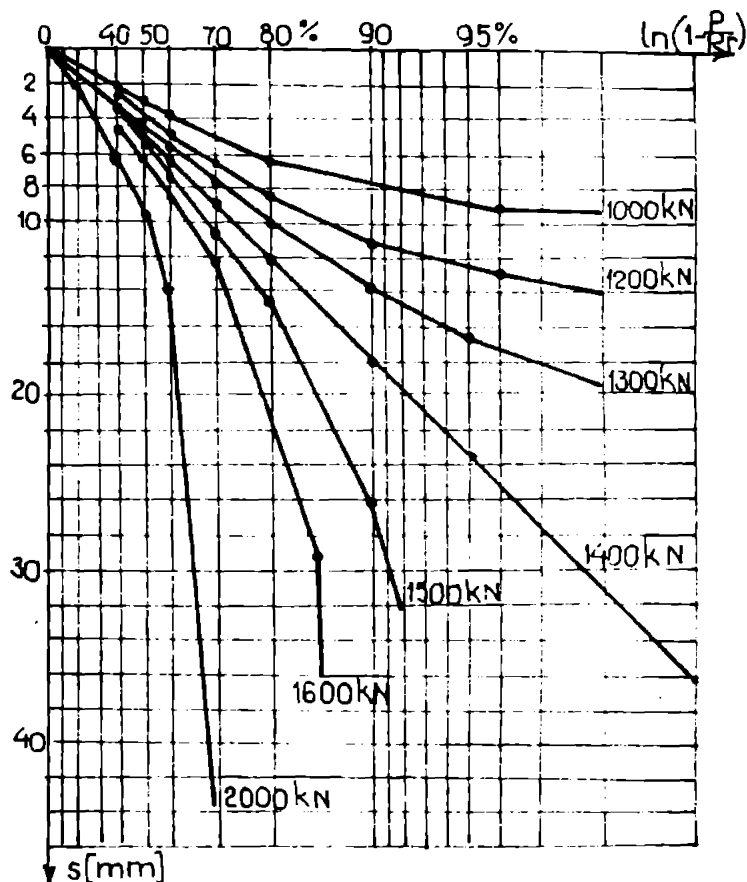


Fig. 1.22.

$$P = P_r(1 - e^{-\alpha s}) \quad (1.49)$$

În care α este un coeficient iar P_r , încărcarea de rupere.

În formă liniarizată expresia (1.49) este :

$$s = -\frac{1}{\alpha} \ln\left(1 - \frac{P}{P_r}\right) \quad (1.49')$$

Cu rezultatele unei încercări pe pilot de probă, prin calcule și reprezentări grafice repetate se determină valoarea P_r ce corespunde dreptei (1.49'); pentru diferitele încărcări folosite la încercarea pilotului, se calculează raportul P/P_r (cu o valoare P_r impusă) și se reprezintă grafic funcția $s = f\left[\ln\left(1 - \frac{P}{P_r}\right)\right]$ (fig. 1.22). Dacă curba obținută prezintă o concavitate orientată în sensul crescător al tasărilor, s , calculul se reia micșorând valoarea P_r impusă inițial; când concavitatea este orientată spre axă încărcărilor, calculul este reluat cu o valoare P_r majorată. În final, se obține o reprezentare liniară ce corespunde încărcării de rupere căutate. Valoarea capacității portante admise pe pilot rezultă prin împărțirea încărcării determinate, P_r , la un coeficient de siguranță, 3.

A.3.- Metode teoretice de interpretare

În general, criteriul adoptat în metodele teoretice de determinare a capacității portante se referă la variația vitezelor tasărilor pilotului sub diferite trepte de încărcare.

Cambefort și Chadeisson [17] propunând înlocuirea noțiunii, imprecise, de încărcare de rupere cu cea de încărcare de fluaj, definesc aceasta ca încărcarea de la care vitezele tasărilor cresc foarte repede. Pentru caracterizarea evoluției în timp a tasărilor, sub încărcare constantă, cei doi autori propun o relație de forma :

$$s = s_0 + \alpha \log(1 + m \sqrt{t}) \quad (1.50)$$

unde : s_0 - tasarea instantanee; m - coeficient determinat, ce nu depinde de încărcare; α - coeficient variabil cu încărcarea ce caracterizează evoluția tasărilor în timp.

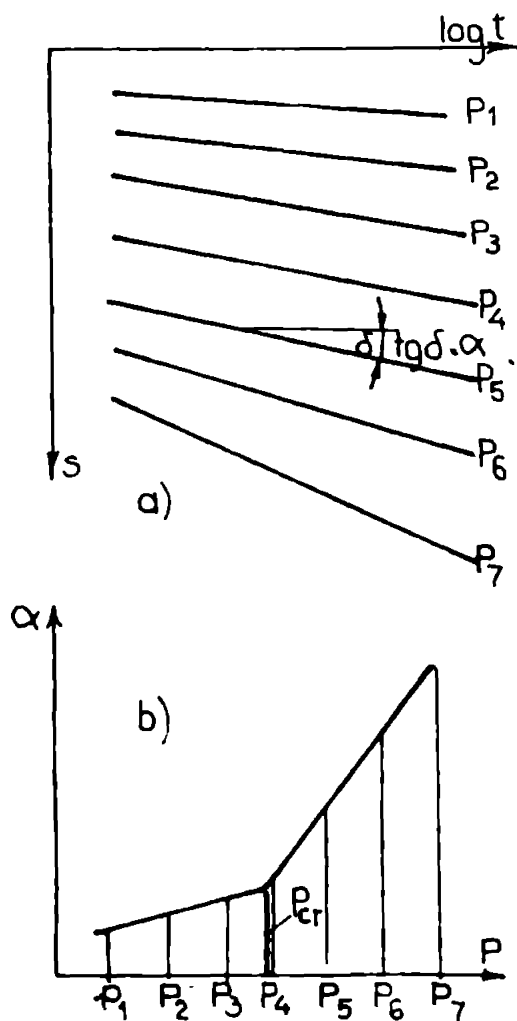


Fig.1.23.

frânturii din grafic (fig.1.23.b). Capacitatea portantă de calcul rezultă prin înmulțirea încărcării de fluaj cu 0,6 sau 0,8.

Folosind principiul din metoda Cambefort - Chadeisson, L. Parez [18] reprezintă tasările, sub încărcare constantă, printr-o funcție liniară de logaritmul timpului :

$$s = s_0 + \alpha \log t \quad (1.51)$$

Experiența Laboratorului Central de Poduri și Sosele [18] în aplicarea relației (1.51) evidențiază buna concordanță a acesteea cu duratele treptelor de încărcare adoptate prin programul L.C.P.C. de încercare a piloților, în două cicluri. Prin reprezentarea semilogaritmică a expresiei (1.51) pentru diferite trepte de încărcare se obțin drepte cu panta, α , crescătoare (fig.1.23.a). Cum panta, α , reprezintă viteza de tasare a pilotului, din reprezentarea grafică $\alpha = f(P)$ se obține valoarea capacității portante limită, ca încărcare de fluaj, corespunzătoare

B.- Aspecte critice referitoare la încercarea în condiții statice a piloților. Tendințe actuale.

Cele prezentate, referitoare la încercarea de compresiune axială a piloților, relevă faptul că în practica actuală de realizare a fundațiilor indirecte nu există o metodă unanim acceptată pentru determinarea capacității portante limită și de calcul a piloților. Un neajuns al majorității metodelor îl reprezintă insuficiența argumentare tehnică a modului în care este definită mărimea încărcării limită pe diagrama încărcare-tasare a pilotului încercat.

Pentru că, în general, piloții lucrează ca fundații ale construcțiilor, cedarea- din punct de vedere ingineresc - poate avea loc cu mult înaintea atingerii încărcării limită, adică atunci când tasările construcției depășesc valorile admise. Privită din acest unghi, acceptarea definirii capacității portante în SNiP II-17-77 funcție de tasarea medie limită a construcției condiționează în mod direct mărimea încărcării pe pilot de tasarea admisă de structură. În URSS, experiența în domeniul fundării indirecte este reflectată și de creșterea valorii tasării pentru determinarea capacității portante de calcul a pilotului încercat (de la $0,1 \cdot \Delta_{adm}$ în SNiP II B5-67, la $0,2 \cdot \Delta_{adm}$ în SNiP II-17-77). Pentru valoarea $\mu = 0,2$ tasarea pilotului și a fundației, în procesul exploatării de durată a construcției, se poate mări în medie de cinci ori comparativ cu tasarea obținută prin încercarea de scurtă durată a pilotului, fapt confirmat - în general - de măsurătorile tasărilor construcțiilor [25], [73]. Sintetizând experiența Institutului Fundamentproiect în realizarea fundațiilor pe piloți Obadovski [73] propune ca la determinarea capacității portante a piloților încercați la compresiuni statice axiale să fie luate în considerare următoarele : forma diagramelor "încărcare-tasare"; valorile limită ale tasărilor medii specifice diferitelor construcții; mărirea tasărilor fundațiilor pe piloți în perioada de exploatare a construcției; eliminarea influenței scării de reprezentare a diagramelor "încărcare-tasare"; încărcările pe fundații și dimensiunile acestora.

Corespunzător necesităților economice de reducere a numărului încercărilor piloților de probă se manifestă tendința suplimentării cercetărilor experimentale prin folosirea piloților de inventar (uneori cu echipament tensometric de măsurare) cu fișa și secțiunea transversală identică celor naturali [4], [24], [52], sau având redusă numai secțiunea transversală [31], [34], [124], [125]. Eficacitatea folosirii piloților de inventar de secțiune mică este dată de

următorii factori [124] : posibilitatea folosirii repetate; instalație ușoară și mobilă pentru înfigerea în teren; echipament ieftin pentru încercarea pilotului de inventar; durată redusă a încercării.

Deoarece metodica de interpretare statistică a rezultatelor încercărilor experimentale pentru determinarea capacității portante a piloților (de exemplu : încercarea piloților de probă în condiții statice, pe baza rezultatelor penetrării statice cu con, încercări pe piloți de inventar etc.) este necesar a fi inclusă și în normativul românesc, în continuare se va exemplifica aplicarea acestora rezultatelor încercărilor pe piloți de inventar cu secțiune mică, folosiți în URSS [125].

Încercarea pilotului de inventar cu vîrf conic (asamblat din tuburi metalice de 2,0 m și diametru 114 mm) se realizează conform GOST 5686-78, însă condiția de stabilizare a tasărilor, sub treapta de încărcare, se consideră îndeplinită în intervalul a 30 de minute și nu 2 ore (ultima condiție fiind specifică și STAS-ului 2561/2-81)

Valoarea individuală a capacității portante limită a pilotului natural, $P_{lim.p}$ se determină cu formula empirică :

$$P_{lim.p} = \frac{u_p}{u_m} P_{lim.m} \quad (1.52)$$

unde : u_p și u_m sînt perimetrele pilotului natural și respectiv al pilotului model, de inventar; $P_{lim.m}$ este valoarea încărcării din diagrama "încărcare-tasare" a pilotului model aferentă tasării stabilită prin criteriul de deformare din SNIIP II-17-77.

În situația a cinci încercări pe pilotul model, ca și în cazul încercărilor pe piloți de probă naturali, după SNIIP II-17-77 se consideră ca încărcare limită pe pilot cea mai mică valoare, coeficientul de siguranță după teren, k_t fiind egal cu unu:

$$P_{lim.p} = \frac{\min P_{lim.p}}{k_t} = P_{lim.p}^{\min} \quad (1.53)$$

Pentru șase sau mai multe încercări, în diferite puncte ale amplasamentului, prelucrarea statistică a rezultatelor este făcută după GOST 20522-75 în felul următor [125]. Se determină valoarea normată a încărcării limită a pilotului, pentru cele n încercări :

$$P_{lim.p}^n = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n P_{lim.p_i} \quad (1.54)$$

Se calculează abaterea medie pătratică :

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (P_{\text{lim.p}}^n - P_{\text{lim.p}_i})^2} \quad (1.55)$$

și sînt eliminate valorile $P_{\text{lim.p}_i}$ pentru care nu este satisfăcută condiția :

$$\left| P_{\text{lim.p}}^n - P_{\text{lim.p}_i} \right| < \sqrt{S_d} \quad (1.56)$$

în care : $\sqrt{\quad}$ este coeficient statistic luat în funcție de numărul de încercări, n și probabilitatea $\alpha = 0,95$ (cu valori tabelate); S_d este abaterea medie pătratică a estimației deplasată, definită prin expresia :

$$S_d = \sqrt{\frac{1}{n} \sum (P_{\text{lim.p}}^n - P_{\text{lim.p}_i})^2} \quad (1.57)$$

Coeficientul de variație, v este determinat cu formula :

$$v = S / P_{\text{lim.p}}^n \quad (1.58)$$

iar indicele de precizie a estimării valorii medii se calculează cu relația :

$$Q = t_{\alpha} v / \sqrt{n} \quad (1.59)$$

unde t_{α} este coeficient (dat de repartiția Student) ce depinde de probabilitatea α și numărul valorilor experimentale, n (cu valori tabelate).

Coeficientul de siguranță, k_t fiind egal cu $1/(1-Q)$, capacitatea portantă de calcul este :

$$P_{\text{lim.p}} = \frac{P_{\text{lim.p}}^n}{k_t} \quad (1.60)$$

În conformitate cu SNiP II-17-77 coeficientul de siguranță, k_s pentru determinarea încărcărilor de calcul admisă pe pilot se ia $k_s = 1,25$; încărcarea de calcul, admisă pe pilot, este :

$$P_p = P_{\text{lim.p}} / k_s = P_{\text{lim.p}} / 1,25 \quad (1.61)$$

1.3.3.2. Inercarea piloților la încărcări dinamice

Esența acestei metode de încercare a piloților, numită uneori și metodă dinamică, constă în calculul capacității portante a piloților pe baza valorilor mărimilor măsurate pe ultima etapă a înfigerii forțate a pilotului, prin batere sau vibrație. Inercarea piloților la încărcări dinamice permite controlul capacității portante a piloților din amplasament, de asemenea, determinarea fișei acestora pe seama înregistrării variației refuzurilor în timpul înfigerii.

A.- Inercarea prin batere

La baza tuturor formulelor de batere [18], [20], [39], [60], [83] se află o relație de bilanț energetic referitoare la sistemul "berbec - pilot". Considerând că energia loviturii berbecului se consumă prin lucru mecanic util de înfigere a pilotului în teren și lucruri mecanice datorite deformațiilor elastice ale terenului, berbecului pilotului și deformațiilor neelastice ale capului pilotului, căciulii de protecție, trepidațiilor instalației de batere, căldură etc., relația energetică corespunzătoare are forma :

$$QH = P_{lim} e + Qh + \alpha QH \quad (1.62)$$

unde : Q - greutatea berbecului (sau a părții care lovește); H - înălțimea de cădere; P_{lim} - rezistența limită a pământului; e - refuzul pilotului; h - reculul berbecului după contactul cu capul pilotului;

α - coeficient ce caracterizează partea din energia pierdută.

Bazat pe expresia generală (1.62) Ghersevanov, N.M. [25] stabilește formula sa de batere în următoarele ipoteze : neglijarea înălțimii de recul, h, a berbecului; considerarea coeficientului α ca funcție de mărimea efortului unitar $\bar{\sigma}$ generat în pilot de lovitură berbecului; aplicarea teoriei ciocnirii elastoplastice, cu coeficientul de restituire a vitezei, ξ , numai într-un caz limită. Regrupind termenii expresiei (1.62), în ipoteza $h = 0$, rezultă :

$$QH(1 - \alpha) = P_{lim} \cdot e \quad (1.63)$$

Pentru expresia $(1 - \alpha)$, Ghersevanov admite o lege de variație de formă hiperbolică, funcție de efortul unitar $\bar{\sigma}$ (1.64) ($\bar{\sigma} = P_{lim}/A$; A - aria secțiunii transversale a pilotului) :

$$1 - \alpha = \frac{k + m\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}} \quad (1.64)$$

Determinarea mărimilor k , m și n a fost făcută de Ghersevanov pentru două cazuri limită (I și II).

I.- Dacă rezistența terenului este relativ mică $P_{lim} \rightarrow 0$, atunci $\sigma \rightarrow 0$ și pierderea de energie este stabilită în conformitate cu teoria ciocnirii elastoplastice, adică :

$$1 - \alpha = \frac{Q + \varepsilon^2 q}{Q + q} \quad (1.65)$$

în care q este greutatea pilotului, inclusiv a căciulii de protecție și a părții staționare a berbecului.

Din egalitatea (1.64) cu (1.65), pentru $\sigma \rightarrow 0$, rezultă :

$$k = n \frac{Q + \varepsilon^2 q}{Q + q} \quad (1.66)$$

II.- Dacă rezistența terenului este foarte mare efortul unitar σ din corpul pilotului tinde spre rezistența de rupere a materialului, σ_r și energia utilă este zero, adică expresia (1.64) se anulează, rezultând :

$$m = - \frac{k}{\sigma_r} = - \frac{n}{\sigma_r} \frac{Q + \varepsilon^2 q}{Q + q} \quad (1.67)$$

Introducând expresiile (1.66) și (1.67) în (1.64) și apoi în (1.63) se obține :

$$QH \frac{Q + \varepsilon^2 q}{Q + q} \frac{1 - \sigma/\sigma_r}{1 + \sigma/n} = P_{lim} \cdot e \quad (1.68)$$

Considerând în (1.68) $\sigma/\sigma_r \cong 0$ și înlocuind $\sigma = P_{lim}/A$, prin rezolvarea ecuației de gradul doi în P_{lim} Ghersevanov obține formula (1.69) folosită la determinarea capacității portante limită a pilotului după SNIP și STAS 2561/3-83 :

$$P_{lim} = - \frac{nA}{2} + \sqrt{\left(\frac{nA}{2}\right)^2 + \frac{nA}{e} \frac{Q + \varepsilon^2 q}{Q + q}} QH \quad (1.69)$$

La încercarea pe cale dinamică (STAS 2561/2-81, pct.5.1) a piloților prefabricați introduși prin baterie, capacitatea portantă de calcul a unui pilot se determină cu relația următoare (STAS 2561/3-83) :

$$R = k \cdot m \left[- \frac{nA}{2} + \sqrt{\left(\frac{nA}{2}\right)^2 + \frac{nA}{e} \frac{Q + 0,2 q}{Q + q}} QH \right] \quad (1.70)$$

Intrucât în experimentările sale Ghersevanov a folosit piloți

scurți din lemn, cu fișă de 6-8,0 m, lucrul mecanic Qh (1.62), consumat prin deformațiile elastice ale pământului, pilotului și căciulii a reprezentat 2-3% din QH , fapt ce l-a determinat să nu considere practic aceste deformații.

Actualmente, rezultatele încercărilor de batere, ale piloților din beton armat, evidențiază că în condiții identice (același teren, berbec, înălțime de cădere, pilot) cu mărirea rezistenței pilotului la înfigere partea remanentă a refuzului se reduce iar cea elastică se mărește. În unele cazuri [25], partea elastică a refuzului fiind de 5-10 ori mai mare decât cea remanentă, folosirea relației (1.70) la determinarea capacității portante a pilotului poate conduce la erori mari.

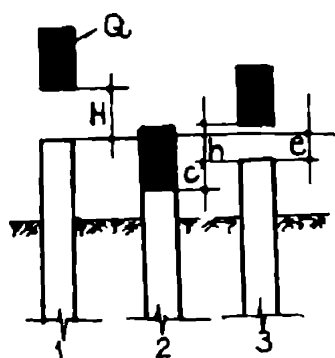


Fig.1.24.

aceeași relație. Studiile comparative ale rezultatelor încercărilor statice și dinamice ale piloților, ultimele efectuate înainte și după "odihna" piloților [39] au dus la concluzia necesității efectuării încercărilor dinamice numai după "odihnă" și cu considerarea părții elastice a refuzului, c (fig.1.24); s-a folosit formula lui Ghersevanov (1.70) și cea cu considerarea deformației elastice, c :

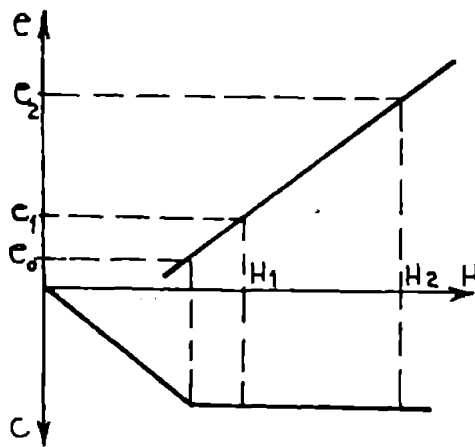
$$R = k.m \frac{nA}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4}{nA} \frac{QH}{e+0,5c} \frac{Q+0,2q}{Q+q}} - 1 \right] \quad (1.70)$$

În fig.1.24 se arată poziția relativă a berbecului și pilotului : 1 - înaintea loviturii; 2 - în momentul loviturii; 3 - după lovitură.

Pentru măsurarea părții elastice a refuzului, în URSS, se folosesc așa numitele refuzometre, de interes practic s-a dat în cel manual pe bază de vibrograf, care permite determinarea frecvenței oscilațiilor pilotului după lovitură.

Dalmatov și Lapsin [25] propun o metodă de determinare a deformațiilor elastice la rebaterea piloților "odihniți" funcție numai de părțile remanente ale refuzurilor. Ei constată faptul că partea elastică a refuzului crește cu mărirea energiei loviturii doar până la o anumită limită, ce depinde de proprietățile elastice ale

terenului și ale materialului pilotului; această limită se caracterizează prin refuzul remanent $e_0 > 0$. La valori ale refuzului remanent mai mari ca e_0 partea elastică a refuzului, c , poate fi considerată constantă (fig.1.25). Din relația (1.71) refuzul total rezultă:



$$e + \frac{c}{2} = \frac{QHnA}{P_{lim}(P_{lim}+nA)} \cdot \frac{Q+0,2q}{Q+q} \quad (1.72)$$

Dacă la aplicarea unei lovituri de la înălțimea H_1 se obține $e_1 > e_0$ și apoi, cu același berbec, de la înălțimea H_2 rezultă $e_2 > e_0$, atunci se pot scrie două ecuații analoge (1.72) care prin rezolvare dau mărimea părții elastice a refuzului :

$$c = \frac{2(e_2H_1 - e_1H_2)}{H_2 - H_1} \quad (1.73)$$

Fig.1.25.

Cu (1.73), formula (1.71), ce consideră implicit partea elastică a refuzului, devine :

$$R = m.k. \frac{nA}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4}{nA} \cdot \frac{Q(H_2-H_1)}{e_2-e_1} \cdot \frac{Q+0,2q}{Q+q}} - 1 \right] \quad (1.74)$$

Completînd formula lui Ghersevanov cu consumul de energie prin deformații elastice ale terenului și pilotului Svețov, V.M. [25] propune următoarea relație de calcul a capacității portante a pilotului :

$$R = km \left[\sqrt{nA \frac{QH}{e} \cdot \frac{Q+0,2q}{Q+q} - \frac{nA}{2} - \frac{f^2c^2(Q+q)}{e}} \right] \quad (1.75)$$

unde : f este frecvența oscilațiilor pilotului după lovitură.

În afara formulei de batere a lui Ghersevanov, în [13], [20] și [58], de exemplu, se prezintă un număr mare de formule propuse de diverși autori din SUA sau țări vest-europene; dintre acestea, spre exemplificare, se prezintă doar formula lui Hiley [20] :

$$P_{lim} = \frac{\eta QH}{e + \frac{c_1+c_2+c_3}{2}} \cdot \frac{Q + \xi^2 q}{Q + q} \quad (1.76)$$

căciulii de protecție (c_1); întregului pilot (c_2); terenului (c_3).

Referitor la formulele de batere - în general - se poate aprecia că, pe lângă diferiții factori ce justifică diferențele între rezultatele încercărilor statice și cele dinamice ale piloților, un rol important îl are răspunsul diferit al pământului la sarcini statice și dinamice.

Studii de laborator ale rezistențelor pământurilor coezive la acțiunea încărcărilor dinamice, de tipul pulsațiilor de scurtă durată, efectuate de Lapidus și Samsonov [25] au arătat că în pământ apare fenomenul de oboseală; pe măsura măririi numărului pulsațiilor rezistența pământului se reduce, apropiindu-se de limita de oboseală. Definind coeficientul de oboseală ca raportul dintre limita la oboseală și rezistența statică, cei doi autori găsesc valoarea acestui raport între limitele 0,4 - 0,6 (limita inferioară corespunde argilelor de consistență mai redusă).

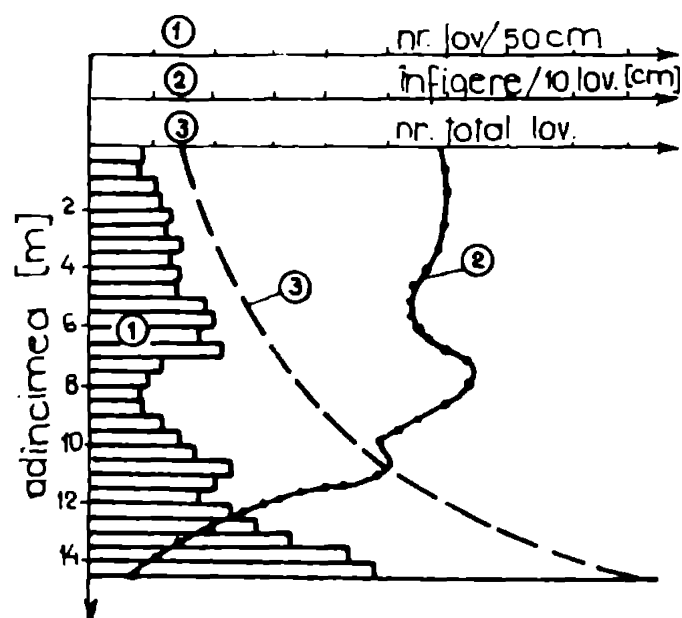


Fig.1.26.

Incercările prin batere ale piloților pot da informații geotehnice suplimentare, referitoare la teren și la capacitatea portantă a piloților, dacă se înregistrează unele date ale baterii [60] cum sînt : refuzul la seriile succesive de cîte 10 lovituri; numărul de lovituri pe 50 cm înfigere; numărul total de lovituri aplicate. Aceste date se reprezintă grafic sub forma unor diagrame de batere, cum sînt cele din fig.1.26.

B.- Incercarea vibrodinamică

Analog metodei dinamice de încercare a piloților introduși în teren prin batere, folosirea tehnicii vibrării la înfigerea pilo-

În conformitate cu [39], [60] [116] formula de batere (de exemplu, relația 1.70) poate fi folosită și la calculul refuzului ce corespunde unei capacități portante stabilite prin încercarea statică de probă; valoarea respectivă se compară cu refuzul înregistrat la baterea celorlalți piloți din amplasament, servind astfel ca mijloc de control al capacității portante.

șilor și coloanelor prefabricate a condus la elaborarea metodei de încercare așa-zisă "vibrodinamică", pentru controlul curent al capacității portante. Studiile teoretice și experimentale în acest sens, mai ales în URSS, s-au materializat printr-o formulă ce leagă capacitatea portantă de calcula pilotului de caracteristicile stadiului final al vibroînfigerii lui. Bazată pe bilanțul energetic într-o semiperioadă de oscilație relația, stabilită în URSS și prezentată în lucrări de specialitate din țară [80], [83], [97], are următoarea formulare :

$$P = \lambda \cdot k \cdot m \left(\frac{153 N}{A \cdot n} + G \right) \quad (1.77)$$

în care : P este capacitatea portantă a pilotului, în tf; λ - coeficient ce depinde de raportul dintre rezistența statică a pământului și cea vibrodinamică din stadiul final al vibroînfigerii; k și m - coeficient de omogenitate ($k=0,7$) și respectiv, al condițiilor de lucru ($m=1$); N - puterea consumată de motorul electric al vibratorului, în stadiul final al vibroînfigerii, în kW; A - amplitudinea de oscilație a pilotului în stadiul final de vibroînfigere (de exemplu, pentru ultimul minut) în cm; n - numărul de rotații a exentricilor, în rot/min; G - greutatea ansamblului în vibrație (pilot; dispozitiv de prindere rigidă a pilotului de vibrator; vibrator), în tf.

Cu considerarea observațiilor din [41] valorile coeficienților λ sînt cele reproduse în tabelul 1.3, pentru pămînturi necoezive și tabelul 1.4, pentru pămînturi coezive.

Tabelul 1.3.

Gradul de umiditate	N i s i p		
	mare	mijlociu	mic
	λ		
saturat	4,5	5,0	7,5
umed	3,5	4,0	5,0
uscăt	2,5	3,0	4,0

Tabelul 1.4.

Pămîntul	Indicele de consistență, I_c		
	< 0,25	0,25-0,50	0,50-0,75
	λ		
Nisip argilos	4,5-5,5	3,5-4,5	3,0-3,5
Argilă nisiposă	4,0-5,0	3,0-4,0	2,8-3,0
Argilă	3,0-4,5	2,2-3,0	1,8-2,2

Conform celor din [39], [41] valorile parametrilor de vibrație ce intervin în relația (1.77) se măsoară după cum urmează. Mărirea amplitudinii de oscilație a pilotului, A, se poate măsura cu ajutorul teodolitului, nivelei sau vibrografului de orice tip; în mod aproximativ, se poate măsura și pe o hîrtie fixată pe pilot, prin deplasarea unui inductor pe direcție orizontală.

Pentru puterea N este recomandată formula :

$$N = \eta N_1 - N_2 \quad (1.78)$$

unde : N_1 este puterea electrică activă absorbită de motorul electric de la rețeaua de alimentare; η - coeficientul de randament al motorului electric, considerat conform fișei tehnice a acestuia, cu valori 0,8-0,9; N_2 - puterea pierdută în mecanismele vibratorului, măsurată la mersul în gol al acestuia.

Dacă valoarea N_1 nu se măsoară direct cu wattmetrul, ea poate fi calculată în funcție de valorile măsurate ale intensității curentului, I , ale tensiunii, U și defazajului ψ , cu relația :

$$N_1 = \sqrt{3} \frac{I \cdot U}{1000} \cos \psi \quad (1.79)$$

cu : N_1 - puterea activă, în kW; I - intensitatea curentului, în A; U - tensiunea, în V.

La folosirea unui contor electric, ce înregistrează energia electrică, puterea N_1 se determină cu formula :

$$N_1 = \frac{(c_1 - c_0) \cdot 60}{t} \quad (1.80)$$

în care : c_0 - citirea inițială pe contor, în kWh; c_1 - citirea finală a contorului, în kWh; t - timpul în etapa finală de vibroînfigere, în minute.

Pentru vibratoarele de joasă frecvență, cu 400-450 rot/min, puterea N_2 se poate considera aproximativ 25% din cea nominală a motorului electric [41]. La măsurarea directă a puterii N_2 se recomandă ca vibratorul, în funcțiune, să fie agățat de cîrligul macaralei în poziție orizontală. Turația maselor excentrice ale vibratorului, n , se consideră, aproximativ, după fișa tehnică a vibratorului sau determinată după vibrograma înregistrată.

Pentru condițiile geotehnice concrete ale amplasamentului, după determinarea capacității portante de calcul a pilotului, P , prin încercarea lui în condiții statice valoarea coeficientului λ se poate găsi cu relația :

$$\lambda = \frac{P}{k \cdot m \left(\frac{153N}{A \cdot n} + G \right)} \quad (1.81)$$

Unul din neajunsurile relației (1.77) îl reprezintă faptul că ea nu conține mărimea vitezei de înfigere a pilotului într-o perioadă și aceasta pentru că în relația energetică ce a stat la baza

deduceri ei (1.82), valoarea raportului dintre pătrunderea remanentă a pilotului, e , și dublul amplitudinii de oscilație a pilotului, $2A$, s-a considerat zero.

Ca rezistențe dinamice ale pământului s-au admis: frecarea pe suprafața laterală a pilotului, F , ca forță de frecare coulombiană, și rezistența frontală elasto-plastică, sub vârful pilotului, R , caracterizată prin valoarea deformației elastice a pământului, f . Relația bilanțului energetic într-o semiperioadă, din care s-a obținut formula (1.77), este [40] :

$$(G-F)(2A+e) + \frac{30N}{n} - R\left(\frac{f}{2} + e\right) = 0 \quad (1.82)$$

în care mărimile au semnificațiile anterior menționate.

Pentru piloții piramidali Golovacev și Hazin [41] exprimă relația de bilanț energetic într-o perioadă în forma următoare :

$$G \cdot e + \frac{2\pi}{\omega} N = P_{din} \left(e + \frac{f}{2 \sin \alpha} \right) \quad (1.83)$$

în care, suplimentar notațiilor mărimilor prezentate anterior, apar: ω - viteza unghiulară de rotație a excentricilor; P_{din} - rezistența dinamică a pământului; α - jumătate din unghiul la vîrf al pilotului.

Din (1.83) rezultă :

$$P_{din} = \frac{612 N + G v}{v + \frac{fn}{2 \sin \alpha}} \quad (1.84)$$

în care : v este viteza medie a vibroînfigerii pilotului piramidal într-o perioadă.

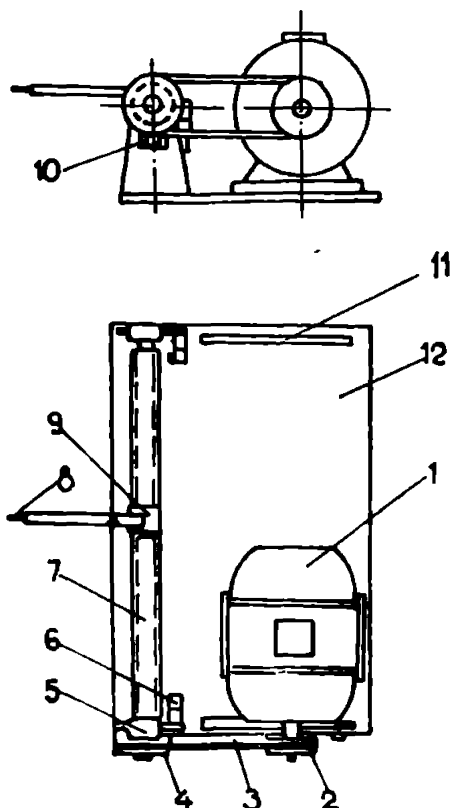
Dimensional expresia (1.84) corespunde următoarelor unități : N , în kw; G , în tf; v , în cm/min; f , în cm; n , în rot/min.

Autorii expresiei (1.84) admit $f/2 = \beta \cdot A$ (cu condiția $0 < \beta < 1$) și determină capacitatea portantă de calcul a pilotului piramidal cu formula :

$$P = \gamma \cdot k \cdot m \frac{612 N + Gv}{v + \frac{\beta An}{\sin \alpha}} \quad (1.85)$$

în care : γ - exprimă raportul dintre rezistența statică a pământului și cea vibrodinamică, iar k și m sînt coeficienții de omogenitate ($k=0,7$) și condițiilor de lucru ($m=1$).

Pentru înregistrarea parametrilor de vibroînfigere, în finalul acesteea, Hazin [41], [48] propune dispozitivul din fig.1.27.



Conform fig. 1.27 componentele dispozitivului sînt : 1 - motor electric; 2 și 4 - roți de transmisie, prin cureaua trapezoidală, 3; 5 - lagăre; 6 - limitatoare de cursă (întrerupătoare); 7 - șurub cu canal axial de ghidaj pentru piulița mobilă, 9 ; 8 - mină de creion cu suportul fixat pe piulița 9 ; 10 - șurub pentru fixarea în ghidaj a piuliței 9.

Prin placa de bază, 12, întregul dispozitiv se așază pe o masă metalică (cu înălțimea de 1,20 m, de la suprafața liberă a terenului). Distanța între pilot și mina 8 se reglează prin translația plăcii 12 pe masa suport; pentru aceasta placa, 12, are practicate două degajări, 11.

Referitor la încercările vibrodinamice ale piloților se poate aprecia că, exceptînd unele cercetări teoretice și experimentale din URSS, aplicabilitatea

Fig. 1.27.
lor la realizarea fundațiilor pe piloți se găsește încă într-un stadiu de început, cu toate că folosirea tehnicii vibrării la asemenea lucrări cunoaște în ultimii ani o extindere în diferite țări, inclusiv țara noastră.

Formulele vibrodinamice, fără a cunoaște diversitatea specifică celor de batere, se rezumă, în principal, la expresia (1.77) care este prezentată, inclusiv cu valorile coeficientului λ și în alte lucrări de specialitate; în cele din țară prezentarea încercării vibrodinamice are în primul rînd un caracter informativ și mai puțin practic.

În condițiile actuale de intensificare a utilizării tehnicii vibrării la realizarea fundațiilor, prin producția de serie a unor agregate românești de vibrare și vibropresare, AVP-1 și AVP-2 [81], necesitățile de folosire rațională în corlație cu condițiile geotehnice ale amplasamentului, de evaluare și control calitativ a portanței sistemelor de fundare indirectă impun abordarea unor studii teoretice și experimentale ale procesului de vibroînfigere, realizarea unor echipamente de măsurare și înregistrare a parame-

trilor de vibroînfigere adaptabile utilajelor românești.

1.3.3.3. Determinarea capacității portante pe baza încercărilor de penetrare

A.- Inercarea de penetrare statică cu con

Actualmente este unanim acceptat faptul că încercarea de penetrare statică oferă posibilitatea evaluării capacității portante a piloților datorită considerării penetrometrului ca un pilot în scară redusă și modului de obținere, separată, a rezistenței terenului pe vârful pilotului și a celei de frecare pe suprafața laterală.

Pentru stabilirea capacității portante în diverse lucrări de specialitate, de exemplu [1], [11], [18], [45], [71], [125], sînt prezentate relații de calcul bazate pe corelațiile între rezistențele de penetrare și cele ce se manifestă pe pilot. În STAS 2561/3-83, încercarea critică pe piloți prefabricați, introduși prin batere, este evaluată cu relația :

$$P_{cr} = \frac{R_p}{2} A + F_l \frac{U}{u_p} \quad (1.86)$$

în care : R_p - este rezistența pe vârful penetrometrului (determinată în conformitate cu precizările STAS 2561/3-83); A - aria secțiunii transversale a pilotului; F_l - forța de frecare pe suprafața laterală a penetrometrului, introdus pînă la nivelul vârfului pilotului; U și u_p - perimetrele secțiunilor transversale ale pilotului și ale coloanei penetrometrului.

Relația (1.86) este aplicabilă pentru un penetrometru static cu diametrul bazei conului și cel al coloanei, de 3,6 cm și o viteză de penetrare mai mică sau egală cu 3,3 cm/s.

După SNiP II-17-77 valoarea rezistenței limită a pilotului bătut se calculează cu formula [125] :

$$P_{lim} = R_p \cdot A + f \cdot h \cdot U \quad (1.87)$$

în care : f este efortul unitar de frecare pe suprafața laterală a pilotului, după datele penetrării; h - este adîncimea de batere a pilotului; (celelalte notații au aceleași semnificații ca în (1.86)).

Rezistența pămîntului pe vârful penetrometrului, R_p , se determină cu expresia :

$$R_p = \beta_1 q_{med} \quad (1.88)$$

în care : coeficientul β_1 se consideră diferențiat funcție de tipul

instalației de penetrare (cu valori tabelare pentru instalația S-979, care înregistrează frecarea pământului pe toată suprafața laterală a penetrometrului și cu valoarea 0,5 în cazul instalației de penetrare, cu manșon, S-832); q_{med} - este valoarea medie a rezistenței pământului, pe vârful penetrometrului, pe porțiunea delimitată de $1d$, în sus și $4d$, în jos, față de nivelul vârfului pilotului ("d" fiind diametrul pilotului, în centimetri).

Efortul unitar de frecare pe suprafața laterală a pilotului, f , după același normativ sovietic, este :

$$f = \beta_2 \cdot f_{med} \quad (\text{pentru penetrometrul S-979}) \quad (1.89)$$

$$f = \frac{\sum \beta_i f_{med_i} l_i}{h} \quad (\text{pentru penetrometrul S-832}) \quad (1.90)$$

în care β_2 și β_i sînt coeficienți cu valori tabelare; f_{med} - valoarea medie a efortului unitar de frecare pe toată suprafața de frecare a penetrometrului, introdus pînă la nivelul vârfului pilotului; f_{med_i} - valoarea medie din cuprinsul stratului i ; l_i - grosimea stratului i ; h - adîncimea de batere a pilotului.

Din compararea valorilor capacităților portante, stabilite pe baza rezultatelor penetrărilor statice și a încercărilor, în condiții statice, pe piloți de probă, Trofimenkov [125] obține cele mai mici abateri în cazul instalației de penetrare S-979, la care se măsoară forța de frecare pe toată fișa penetrometrului. Același autor recomandă [125] aplicarea criteriilor statistice la determinarea capacității portante a piloților pe baza rezultatelor încercărilor de penetrare statică (relațiile 1.54 la 1.61).

Sintetizînd rezultatele teoretice și experimentale ale unor cercetători din țări vest-europene, Cassan, M. [19] concluzionează asupra unor reguli practice pentru determinarea rezistențelor limită pe vârful pilotului, q și de frecare pe suprafața laterală a acestuia f , funcție de presiunea, q_c , pe vârful penetrometrului și natura pământului străbătut de pilot. Pentru rezistența limită pe vârful pilotului el propune determinarea unei valori medii $q_{c,med}$, plecînd de la metoda lui Begemann, în cazul nisipurilor îndesate și metoda Van der Veen, în cazul nisipurilor cu îndesare medie, prafulilor și argilelor, sub forma următoare :

$$q = \gamma \cdot D = 0,75(q_{c,med} - \gamma \cdot D) \quad (1.91)$$

unde : 0,75 este un coeficient de corecție pentru obținerea efortului unitar limită pe vârful pilotului; $\gamma \cdot D$ - este presiunea geologică

la nivelul vârfului pilotului.

În metoda Begemann valoarea $q_{c.med}$, pentru pilotul introdus într-un strat rezistent, omogen, de grosime infinită, deasupra căruia se află un strat slab, este dată de relația :

$$q_{c.med} = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \quad (1.92)$$

în care : q_{c1} este media presiunilor pe vârful penetrometrului, q_c , deasupra vârfului pilotului pe o distanță de $(8-10)d$; q_{c2} este media valorilor q_c măsurate sub vârful pilotului.

În metoda Van der Veen [19] $q_{c.med}$ reprezintă media valorilor q_c pe o distanță de $3,75 d$, deasupra vârfului pilotului și de $1d$ sub vîrf.

Pentru a obține din (1.91) efortul unitar, admis, pe vârful pilotului, Cassan consideră coeficientul de siguranță cu valoarea 3. Din analiza rezultatelor lui Meyerhof, Dinesh Mohan și alții, Cassan propune următoarele valori unitare limită, f , de frecare laterală pe pilot [19] : $f = q_c/150$ (pentru nisip cu pietriș sau nisip îndesat); $f = q_c/100$ (nisip mediu îndesat); $f = q_c/60$ (prafuri); $f = q_c/50$ (argile).

Pentru obținerea efortului unitar, f , admis pe pilot se propune un coeficient de siguranță cu valoarea 2.

Studiile experimentale, în condiții de laborator și teren, efectuate de Şaşkov, S. [112] l-au condus la propunerea așa-numitei metode a sondajului combinat de determinare a rezistenței pe vîrf și a celei de frecare pe piloți. Metoda constă în înfigerea prin batere a doi piloți-model, metalici, cu diametrul de 50 mm, unul cu capătul inferior lărgit, în formă conică, avînd suprafața bazei, A_c , celălalt, în formă de tijă, cu vârful ascuțit și cu secțiunea transversală A_t . Cu ajutorul unei instalații speciale (fig.1.28) piloții model au fost încărcăți static, cu trepte de 125 daN, pînă la atingerea sarcinii limită; stabilizarea tasărilor s-a considerat atinsă dacă în intervalul de două ore acestea nu depășeau 0,1 mm (tasările s-au înregistrat la fiecare 15 minute). Încercarea efectuată la adîncimea dorită, t , conduce la încărcările limită P_c și P_t .

Efortul unitar limită pe vârful conic s-a determinat prin :

$$R_c = \frac{P_c}{A_c} \quad (1.93)$$

iar efortul unitar limită de frecare pe suprafața laterală a tijei

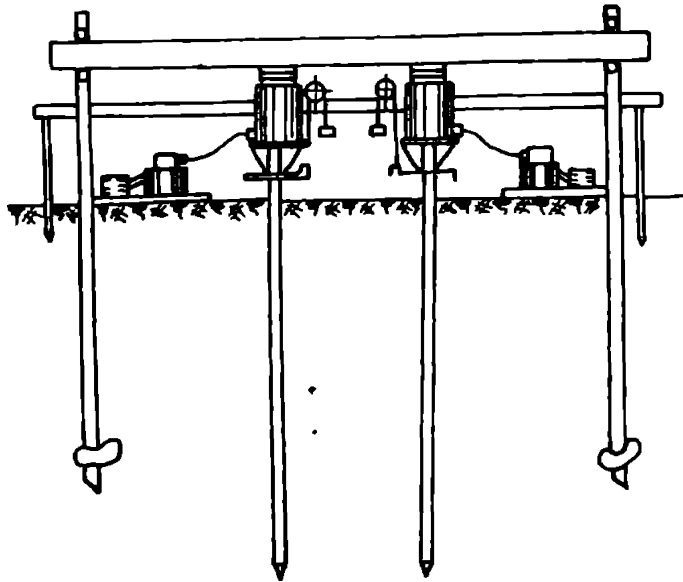


Fig.1.28.

dajului combinat Berezanțev [123] recomandă reducerea valorii R_c cu un coeficient 0,5 - 0,7, valoarea mică fiind propusă pentru pământurile cu unghiul de frecare interioară 38° - 40° . Berezanțev justifică valorile subunitare ale coeficientului de corecție prin cunoașterea insuficientă a influenței dimensiunilor conului asupra rezistențelor de adâncime a straturilor de pământ.

Cercetările efectuate de Menzenbach [64] și Martînova [63] în legătură cu capacitatea portantă a piloților determinată prin încercări de penetrare statică au evidențiat de asemenea că rezistența unitară limită pe vârful pilotului este mai mică decît cea pe vârful conic al penetrometrului, ea reducîndu-se cu mărirea diametrului pilotului.

Din cele prezentate se poate concluziona că extrapolarea rezultatelor încercărilor de penetrare statică pentru determinarea capacității portante a piloților este privită în mod diferit de diverșii cercetători, în unele aspecte, chiar contradictoriu. Aceasta se explică - în primul rînd - prin faptul că legile similitudinii în pămînturi sînt foarte puțin cunoscute, iar procesului de penetrare nu i s-a găsit încă o rezolvare teoretică unanim acceptată. Totuși, datorită avantajelor tehnico-economice conferite de încercările de penetrare statică, ele cunosc o intensă folosire în complexul lucrărilor de cercetare geotehnică, în particular, la determinarea capacității portante a piloților.

s-a calculat cu relația :

$$f_t = \frac{P_t - R_c A_t}{u_t l_t} \quad (1.94)$$

în care : u_t este perimetrul secțiunii transversale a tijei
Incărcarea limită pe pilot
s-a determinat cu expresia :

$$P_{lim} = R_c A + u l_t f_t \quad (1.95)$$

unde : A este aria secțiunii transversale a pilotului; u - perimetrul pilotului; l_t - fișa pilotului.

Referitor la metoda son-

B.- Incercarea de penetrare dinamică cu con și standard (SPT)

În lucrările de specialitate [18], [45], [83], [92], [100], sînt descrise diferite tipuri de penetrometre dinamice cu con, cu detalierea aspectelor referitoare la caracteristicile tehnice, modul de lucru și interpretarea corelativă a rezultatelor. Recomandată, în principal, pentru investigații geotehnice cantitative în pămînturi necoezive, penetrarea dinamică cu con permite de asemenea delimitarea în plan și pe adîncime a pămînturilor slabe, fapt important în proiectarea fundațiilor pe piloți. Dată fiind varietatea tipurilor constructive a penetrometrelor dinamice cu con, corelațiile statistico-matematice, prezentate în literatura de specialitate, au o valabilitate cu un pronunțat caracter particular; pentru eliminarea acestor neajunsuri standardul european de încercare prin penetrare dinamică cu con recomandă folosirea a două tipuri de penetrometre [92], [125]. Prin corelarea datelor încercărilor de penetrare dinamică, cu con, cu cele de penetrare statică se pot obține evaluări ale capacităților portante ale piloților; în acest sens unele rezultate sînt prezentate și în lucrări de specialitate românești [38], [82].

Aplicarea penetrării dinamice S.P.T. (standardizată în țară prin STAS 1242/5-81) la calculul capacității portante a piloților a făcut obiectul cercetărilor - mai ales - în SUA [19], [22]. Corelînd rezultatele penetrării statice cu cele dinamice, S.P.T., Meyerhof propune următoarea relație între presiunea pe vîrfurile conului, q și numărul de lovituri, N [19] :

$$q = 4N \quad (1.95)$$

iar între efortul unitar de frecare, f și N , relația :

$$q = 2N \quad (1.96)$$

Bazat pe unele corelații între S.P.T. și încercările de penetrare statică, Verbrugge, J.C. [132] propune o metodă de evaluare a capacității portante a pilotului în funcție de numărul de lovituri, N ; ia în considerare faptul că cercetări ulterioare lui Meyerhof au definit relația (1.95) sub forma :

$$q = k.N \quad (1.97)$$

în care valoarea coeficientului k depinde de natura pămîntului. Verbrugge, folosind coeficientul de frecare stabilit de Begemann ($f_B = f/q$) și pe baza formulei de batere olandeză (modificată pentru a ține seama de eficacitatea loviturii și reculul elastic al berbe-

cului) stabilește o relație a lui k în funcție de f_B și adâncimea z , la care se efectuează încercarea.

Considerînd încastrarea pilotului într-un strat rezistent, încărcarea admisă pe vârful pilotului este [132] :

$$P_{v.adm} = \frac{k \cdot NA}{\eta_1} \quad (1.98)$$

în care : $k \cdot N$ - valoarea medie a presiunii, q (stabilită pe (2-4)d, deasupra nivelului vârfului pilotului și ld sub vîrf); A - aria secțiunii transversale a pilotului; η_1 - coeficient de siguranță, cu valoarea (2-2,5).

Pentru rezistența admisă de frecare pe suprafața laterală a pilotului s-a folosit expresia [132] :

$$P_{\ell.adm} = \frac{1}{\eta_2} \sum_{i=1}^n A_{\ell i} \cdot f_{Bi} \cdot k_i \cdot N_i \quad (1.99)$$

în care : $A_{\ell i}$ - este suprafața laterală a pilotului în stratul i , iar η_2 este coeficientul de siguranță, considerat cel puțin egal cu 2,5.

Din suma expresiilor (1.98) și (1.99) rezultă încărcarea admisă pe pilot :

$$P_{adm} = \frac{k \cdot N \cdot A}{\eta_1} + \frac{1}{\eta_2} \sum_{i=1}^n A_{\ell i} \cdot f_{Bi} \cdot k_i \cdot N_i \quad (1.100)$$

C.- Incercarea de vibropenetrare și vibropercuție cu con

Aplicarea tehnicii de vibrare la realizarea forajelor geotehnice, studiile corelative ale vitezelor de vibrocarotaj cu caracteristicile fizico-mecanice ale straturilor litologice străbătute, au constituit premise ale apariției unei noi metode corelative de cercetare a terenurilor la fața locului, prin folosirea penetrometrelor cu con, acționate de vibratoare sau vibropercutoare.

Studiile și cercetările în acest domeniu, efectuate în URSS [103], [104] cu folosirea vibropercuțiilor și mai recent a vibrațiilor [134], precum și cele ale autorului, sub îndrumarea prof.dr.ing. M. Păunescu [90], [128], evidențiază avantajele vibropenetrării cu con în investigarea terenurilor. Analog penetrometrului dinamic cu con sau cu tub carotier (S.P.T.), ca domeniu de aplicare, cel cu vibrator sau vibropercutor asigură o creștere a productivității de (2-3)

ori a lucrărilor de prospectare geotehnică, comparativ cu penetrometria dinamică actuală. Studiile și rezultatele cercetărilor autorului în domeniul vibropenetrării cu con, folosind vibrarea inclusiv descrierea instalației de vibropenetrare realizată ca model funcțional, sînt detaliate în cuprinsul capitolului 4 al prezentei lucrări.

1.4. CONCLUZII SI OBSERVATII CRITICE ASUPRA METODELOR DE DETERMINARE A CAPACITATII PORTANTE

Studiul bibliografic referitor la capacitatea portantă a sistemelor de fundare indirectă permite autorului, pe lîngă observațiile critice din cuprinsul sintezei documentare, evidențierea unor concluzii cu caracter mai general asupra problematicii abordate și a unora specifice folosirii tehnicii vibrării la executarea acestor sisteme de fundare.

Dată fiind experiența teoretică și practică, acumulată pe parcursul unei perioade relativ îndelungate de folosire a tehnicii "de batere" la înfigerea elementelor de fundare indirectă, metodele experimentale de determinare a capacității portante a acestora își găsesc o bogată ilustrare în literatura de specialitate. În cadrul acestor metode, se constată în ultima perioadă de timp, ca tendință generală, extinderea celor de tip corelativ.

Caracterizate prin costuri reduse și durate scurte de realizare, metodele corelative permit reducerea costurilor investițiilor, reducerea numărului încercărilor pe elemente de probă și obținerea unui volum informațional geotehnic corespunzător necesităților de soluționare optimă a lucrărilor de infrastructuri. Urmare firească a folosirii tehnicilor corelative, interpretarea statistico-matematică a rezultatelor experimentale este tot mai frecventă în lucrările de specialitate.

De la cercetări, inițial disparate, ale capacității portante pe elemente de inventar, cu secțiuni transversale reduse în raport cu elementul real și de aceeași fișă, se remarcă tendința de generalizare a încercărilor, în amplasament, pe elemente de inventar.

Cu toate progresele înregistrate în planul tehnicilor de înfigere prin batere, o problemă deschisă discuției și cercetărilor experimentale - în continuare - o reprezintă influența timpului de odihnă asupra portanței elementului și a grupului de elemente; aceasta datorită insuficienței cunoașterii a mecanismului modificărilor structurale ale pămînturilor coezive, în procesul baterii și apoi,

în timp, după încetarea acțiunii dinamice.

În cadrul metodelor teoretice de calcul a capacității portante în afara formulărilor bazate pe echilibrul limită, cu frecvență mai mare în literatura de specialitate, se remarcă, în ultima perioadă de timp, cele bazate pe teoria plasticității, cu o bună confirmare prin rezultatele experimentale pe piloți de probă.

În planul interpretării rezultatelor încercărilor în condiții statice a elementelor de probă, prefabricate sau executate pe loc, se constată o varietate de procedee de la cele standardizate (la noi sau în alte țări) la cele specifice diversilor autori; dintre acestea, în scopul îmbunătățirii conținutului STAS-ului 2561/3-83, privind rezistențele de calcul ale terenurilor pe vârful și suprafața laterală a pilotului, merită a fi reținută ideea de separare a forțelor de frecare pe suprafața laterală și pe vârful elementului încercat.

Tehnica vibrării utilizată la introducerea elementelor prefabricate și la realizarea piloților la fața locului își găsește un larg domeniu de aplicare în executarea lucrărilor de fundații. Inițiată ca metodă în URSS cu circa 40 de ani în urmă, se aplică astăzi într-un număr relativ mare de țări est și vest - europene.

La noi în țară, promotor prof.dr.ing. Marin Păunescu, de la primele aplicații cu caracter experimental, în anii '60, s-a trecut actualmente la diversificarea domeniului de aplicare și la producția de serie a unor utilaje românești de vibrare, AVP1, AVP2. Caracteristic vibratoarelor din țările europene (URSS, RSR, RPU, RFG, RPP, Franța) este domeniul de frecvențe a oscilațiilor de 6-60 Hz, specifice pământurilor, iar celor utilizate în SUA, frecvențele mari, specifice elementelor (cercetări recente pentru aplicarea frecvențelor înalte se realizează și în Franța [114]).

Rezultatele pozitive în aplicarea tehnicii vibrării nu își găsesc încă echivalentul în modelarea teoretică a procesului de vibroînfigere, în cea de evaluare a rezistențelor terenurilor, funcție de parametrii specifici de vibrare; interdependența între rezistențele dinamice ale pământurilor, la înfigerea elementului, și cele statice, în exploatarea acestuia, este insuficient cercetată.

Situația evidențiată trebuie privită ca urmare a complexității fenomenului de vibroînfigere în pământuri, multitudinii factorilor de influență, ce fac - practic - imposibilă abordarea lui, teoretică și experimentală, în deplină concordanță cu realitatea.

Cercetările din domeniu, subordonate ipotezelor de calcul ale autorilor [3], [6], [57], [81], [106], [107], tratează diferențiat aspectele de calcul ale mecanismelor vibratoare și cele de interacțiune propriu-zisă a elementului cu pământul. Ponderea în tratarea teoretică a problemelor de calcul a vibratorilor sau vibropercutoarelor sub raport mecanic, urmărindu-se - în general - optimul parametrilor acestora în condițiile unor mișcări periodice și stabile; când rezolvarea include mișcarea în teren a ansamblului format din vibrator și element, modelul adoptat pentru pământ este cel pur plastic sau elasto-plastic al rezistențelor pe vîrf, respectiv, frecare uscată și/sau vîscoasă pe suprafața laterală a elementului [3], [57], [75], [76].

Mișcarea ansamblului vibrator - element, în teren, cu condiția frecvenței de "detașare" a elementului de pământul din jur, este compusă dintr-o mișcare variată de pătrundere propriu-zisă și una oscilatorie; rezolvarea analitică a problemei ridică serioase dificultăți teoretice de calcul, rezultatele fiind inadecvate unor utilizări practice, ingineresti; modelări ale procesului de vibroînfigere pe calculatoare analogice s-au efectuat în URSS [42].

Cercetările teoretice și experimentale de laborator ale lui Oebrich [74], în RFG. s-au orientat spre separarea celor două mișcări, liniară de pătrundere și oscilatorie; mișcarea oscilatorie este tratată ca vibrație staționară forțată, cu amortizare vîscoasă și forță perturbatoare sinusoidală.

Folosind pământ necoeziv (nisip și pietriș îndesat, nisip mijlociu îndesat) autorul [74] urmărește în principal efectul parametrilor de oscilație, ca valori extreme, asupra adîncimii de înfigere.

Relativ la capacitatea portantă statică a elementelor introduse prin vibrare, funcție de parametrii vibroînfigerii, literatura de specialitate prezintă doar aspectul calitativ al problemei, cel cantitativ fiind abordat sporadic, de unii cercetători sovietici.

Asemenea formulelor de batere, folosite la determinarea capacității portante a elementelor introduse în teren prin același procedeu, metoda încercării vibrodinamice permite controlul curent a elementelor din amplasament introduse prin vibrare, prin prisma capacității lor portante. Deoarece la realizarea fișei elementului introdus prin vibrare viteza de pătrundere egală cu zero reprezintă o situație extremă, cazul general fiind cel cu viteză diferită de zero neevidentierea vitezei de pătrundere în expresia de calcul a capaci-

capacității portante (relația 1.77) constituie unul din neajunsurile acesteia. Altul, la fel de important, în cazul elementelor flotante, prismatice și cilindrice, îl prezintă coeficientul λ , care reflectă nediferențiat influența tuturor factorilor ce determină capacitatea portantă a elementului.

O situație particulară, în determinarea capacității portante prin încercare vibrodinamică, o au elementele de formă piramidală; datorită acestei forme efectul de vibroîndesare a terenului la înfigere, este mult mai pronunțat (fațade elementele prismatice sau cilindrice), ceea ce conduce la un răspuns elastic întârziat, din momentul desprinderii de teren și al deplasării în sus a elementului prins rigid de vibrator.

Evaluarea rezistenței dinamice a pământului la înfigerea elementelor piramidale (de obicei trunchi de piramidă) prezintă interes practic atât pentru stabilirea capacității portante a acestor elemente, prefabricate sau turnate pe loc ca sisteme de fundare indirectă, cât și pentru stabilirea condițiilor de refuz și control a îmbunătățirii terenurilor slabe de fundare, prin noua tehnologie de compactare cu vibromaiul [85].

În țara noastră, cu toate rezultatele pozitive în realizarea de utilaje vibratoare și diversificarea aplicării tehnicii vibrării la lucrările de infrastructuri, problema evaluării capacității portante a elementelor în corelare cu parametrii vibroînfigerii (și prin aceasta controlul calitativ al mulțimii elementelor din amplasament) nu este rezolvată. Echiparea noilor agregate de vibrare românești, AVP1, AVP2, cu dispozitive adecvate scopului propus, se impune ca necesitate. Întrucât dispozitivul conceput de autorii sovietici (fig.1.28), se montează pe un suport în imediata vecinătate a ansamblului element - vibrator, nu sînt asigurate condițiile de protecție a muncii, de precizie și fiabilitate necesare. Noul echipament preconizat pentru utilajele românești trebuie să elimine aceste neajunsuri.

Vibropenetrarea, ca metodă corelativă de cercetare a terenurilor la fața locului, poate fi folosită și la stabilirea rigii elementului de fundare indirectă, prin identificarea nivelurilor de separație între straturi și a rezistențelor calitative și/sau cantitative ale acestora.

1.5. ASPECTE PROPUSE A FI CERCETATE DE AUTOR

In corelație cu concluziile din paragraful precedent și necesitățile actuale pe plan național, de aplicare a tehnicii vibrației la industrializarea lucrărilor de infrastructuri, autorul își propune următoarele cercetări referitoare la :

- prelucrarea matematică și interpretarea rezultatelor încercărilor la compresiuni statice axiale, a piloților de probă flotantți, propunerea unei metode de separare a forțelor de rezistență pe suprafața laterală și vârful elementului; aplicarea și analiza comparativă a valorilor obținute, în raport cu rezistențele de calcul tabelate în STAS 2561/3-83, pentru piloții de probă flotantți executați la fața locului prin vibrare și vibropresare, după tehnologia elaborată în colectivul de specialitate al catedrei [81] ;
- evaluarea capacității portante a elementelor introduse în teren prin vibrare, folosind încercarea vibrodinamică, cu formularea unor relații de calcul, specifice elementelor prismatice și cilindrice flotante, ce elimină inconvenientele relației (1.77);
- metodă de calcul a tasărilor, pe baza teoriei plasticității, pentru elementul tip "côlțar", executat prin vibrare după tehnologia elaborată în colectivul de fundații al catedrei;
- conceperea și realizarea unui echipament electromecanic pentru atașare agregatelor de vibrare AVP-1 și AVP-2 și destinat încercărilor vibrodinamice ale elementelor introduse în teren;
- conceperea și realizarea unui vibropenetrometru cu con, acționat de vibrator, pentru cercetarea terenurilor la fața locului; stabilirea principiilor metodei de vibropenetrare;
- studii experimentale de laborator și teren asupra încercărilor vibrodinamice; compararea rezultatelor obținute din aplicarea relațiilor și a metodologiei propuse de autor și a celor din literatură de specialitate;
- studii experimentale referitoare la utilizarea instalației de vibropenetrare în cercetări geotehnice; exemplificări ale interpretării rezultatelor.

CAP. 2.- CONTRIBUTII LA PRELUCRAREA SI INTERPRETAREA
DATELOR INCERCARILOR DE PROBA PE ELEMENTE
FLOTANTE

2.1. ASPECTE GENERALE

Incadrată grupeii metodelor experimentale, încercarea elementelor de probă la compresiuni statice axiale reprezintă mijlocul cel mai concludent de determinare a capacității portante.

Pentru întocmirea proiectului fundației indirecte, la nivel de detalii de execuție, standardele românești (STAS 2561/3-83, STAS 2561/4-74), la fel ca prescripțiile oficiale din alte țări, prevăd obligativitatea efectuării încărcărilor statice pe elemente de probă.

Diversele programe de încercări pe elemente de probă neinstrumentate sau instrumentate, cu sau fără caracter "de inventar", cît și metodele de interpretare a rezultatelor experimentale (paragraful 1.3.3.1 al capitolului 1) vizează nu numai determinarea capacității portante în raport cu terenul dar și descifrarea mecanismului de transmitere a încărcării de la element la teren, prin suprafața laterală și vîrf [2], [4], [7], [31], [34], ș.a. Incercări experimentale în acest sens s-au realizat și în țara noastră, folosindu-se piloți de construcție specială [24] și barete instrumentate [61], [62].

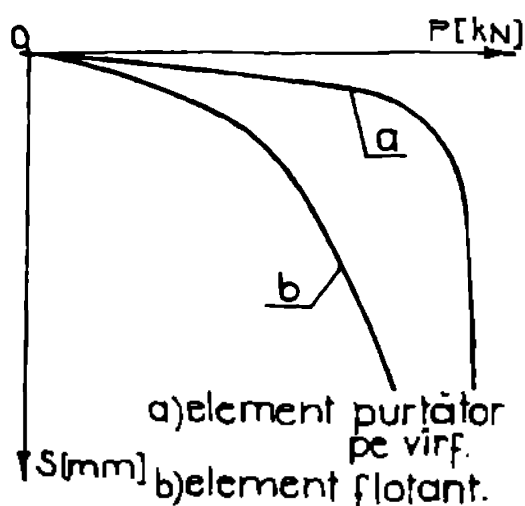


Fig.2.1.

Referitor la modul diferit de cedare a terenului, la un element purtător pe vîrf, față de unul flotant, părerile specialiștilor [23], [25], [60], [73], sînt unanime în a considera că acesta este reflectat și prin alura diagramei încărcare-tasare (fig.2.1). Astfel, în primul caz, vîrf elementului aflîndu-se într-un strat foarte puțin compresibil, diagrama încărcare-tasare evidențiază cu claritate mărimea încărcării limită, ce corespunde unei cedări complete produse în stratul de bază (fig.2.1.a). În cazul elementului de probă flotant, diagrama încărcare-tasare este specifică unei cedări prin pansonare

(fig.2.1.b); după epuizarea portanței conferită de frecarea pe suprafața laterală, evidențiată printr-o schimbare de pantă în diagramă, încărcările suplimentare pe element se transmit terenului exclusiv prin vârful acestuia.

2.2. MECANISMUL DE TRANSMITERE A ÎNCĂRCĂRII STATICE DE COMPRESIUNE AXIALĂ DE LA ELEMENT LA TEREN

Datorită faptului că elementele flotante de fundare indirectă au o frecvență relativ mare de utilizare și prezintă un mecanism complex de transmitere a încărcării la teren, acesta se descrie, în continuare, pentru un element de probă încărcat cu forțe statice de compresiune axială.

La aplicarea primelor trepte de încărcare în corpul elementului de probă (pilot, coloană, baretă) iau naștere tensiuni de compresiune ce tind să îi scurteze lungimea și, deci, să-i deplaseze secțiunile orizontale față de terenul din jur. Însă, o asemenea deplasare este posibilă numai atunci când tensiunile tangențiale de forfecare, ce se dezvoltă pe suprafața laterală a elementului, depășesc rezistența la forfecare a legăturilor dintre materialul elementului și teren.

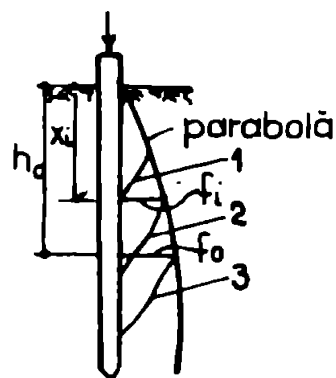
Pentru că mărimea tensiunilor rezistenței la forfecare din suprafața laterală a elementului depinde de cea a deplasărilor relative a secțiunilor orizontale ale acestuia față de teren, tensiunile rezistente vor fi mai mari acolo unde deplasarea este mai mare. Deoarece, pentru primele trepte de încărcare, deplasările maxime ale suprafeței laterale față de masivul de pământ se observă la partea superioară a elementului, în această parte se realizează și cea mai mare rezistență la pătrunderea elementului în teren. Reducerea pe adâncime a tensiunilor din corpul elementului determină și reducerea corespunzătoare a tensiunilor rezistenței pe suprafața laterală a acestuia. Mai ales în cazul unui element de probă lung, sub primele trepte de încărcare se poate considera că, de la o cotă oarecare din cuprinsul fișei tensiunile din corpul elementului fiind zero, vârful nu transmite presiuni pe teren. Pe măsură ce încărcarea crește secțiunea în care se consideră practic că tensiunea de compresiune este zero ocupă poziții din ce în ce mai jos. Când această secțiune atinge vârful, pe toată fișa elementului se manifestă numai rezistența pe suprafața laterală; în acest moment vârful elementului, încă, nu transmite încărcare.

Creșterea în continuare a încărcării pe elementul de probă va face ca o parte a compresiunii să se transmită terenului prin vîrf; totuși, și această situație nu corespunde mobilizării integrale a rezistenței pămîntului pe suprafața laterală a elementului, deoarece nu are loc "desprinderea" lui de masivul de pămînt din jur [25]

Creșterea și mai mult a încărcării pe element este însoțită de tasări din ce în ce mai mari (datorită mai întîi îndesării pămîntului de sub element și apoi presării pămîntului în lateral - ultimele deformații sînt rezultatul îndesării pămîntului din zona tensionată de sub element în care se formează și dezvoltă deformații plastice). Cînd o astfel de tasare a elementului conduce la mobilizarea integrală a rezistenței la forfecare a legăturilor dintre suprafața laterală și terenul din jur, vom spune că s-a atins valoarea "tasării de forfecare, s_f ". Incepînd cu tasarea s_f tensiunile tangențiale pe suprafața laterală a elementului încetează practic să mai crească, încărcarea în continuare a elementului se transmite terenului numai prin vîrf.

Încercări pe piloți de probă, în jurul cărora s-au plantat reperi mecanici de o adîncime [101] au evidențiat faptul că valorile tasării s_f sînt de obicei 2-5 mm, pentru pămînturi nisipoase și 10-25 mm pentru pămînturi argiloase.

De asemenea, în baza unor încercări de probă pe barete instrumentale, realizate în țară [60], [62], s-a stabilit că tasarea acestora necesară mobilizării integrale a rezistenței pe suprafața laterală este redusă, sub 20 mm; în schimb, pentru mobilizarea rezistenței vîrfului elementului tasarea este mult mai mare, de ordinul centimetrilor sau chiar a zecilor de centimetri [60].



Schematic, epura dezvoltării rezistențelor pămîntului pe suprafața laterală a elementului pentru creșteri succesive ale încărcărilor axiale de compresiune este prezentată în fig.2.2, cu : 1, 2, 3, 4, trepte succesive de încărcare. Alura rezistențelor de frecare, f , pentru terenuri omogene este aproximativ parabolică [4], [25], [120]. Eforturile tangențiale, transmise terenului de-a lungul fișei elementului, dau naștere unei stări de tensiuni în teren, atît în jurul elementului cît și sub planul orizontal corespunzător vîrfului.

Fig.2.2. Deoarece, tasarea de forfecare, s_f este mult mai mică decît tasarea limită admisă, la calculul tensiunilor

în teren se admite că rezistența de frecare a pământului pe suprafața laterală este integral mobilizată.

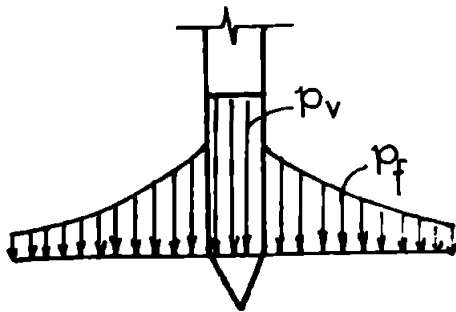


Fig.2.3.

În figura 2.3 se prezintă epura tensiunilor verticale de compresiune transmise de elementul terenului, în planul vârfului, din forțele de frecare mobilizate integral pe suprafața laterală, p_f și din forța propriu-zisă pe vârf P_v .

2.3. METODA PROPUȘA PENTRU PRELUCRAREA MATEMATICĂ A DATELOR ÎNCERCĂRIILOR

Participant direct la desfășurarea unor programe standardizate (STAS 2561/2-81) de încercări statice pe piloți de probă realizați, în principal, ca elemente turnate pe loc prin vibrare sau vibropresare, dar și ca elemente prefabricate (prismatice sau tubulare), introduse în teren prin vibrare, autorul constată următoarele [87], [88], [89], [110] :

- alura majorității diagramelor de încărcare-tasare, pentru elemente flotante, este asemenea celei din fig.2.1.b, reflectând particularitățile mecanismului de transmitere a încărcării la teren;
- diferența relativ mare între valorile capacităților portante limită obținute prin încercări și cele calculate empiric pe baza valorilor rezistențelor tabelate, f și p_v , în STAS 2561/3-83.

Dată fiind alura diagramei încărcare-tasare, considerăm că aproximarea acesteea printr-o funcție unică, de exemplu, de tip experimental, după Van der Veen [19] sau de tip hiperbolic, după Kee [53] este neadecvată. Aplicarea funcțiilor amintite în lucrarea [109], pentru aproximarea matematică a curbei încărcare-tasare a piloților flotanți, executați pe loc prin vibrare sau vibropresare, conduce la abateri de 15-17% ale încărcărilor calculate față de cele măsurate, pentru tasări ale pilotului de 40-50 mm.

Mult mai apropiată condițiilor reale de transmitere a încărcării la teren se dovedește a fi aproximarea matematică a curbei încărcare-tasare prin două funcții, prima pentru tasări mai mici sau egale cu tasarea de forfecare, s_f și a doua, pentru tasări ale elementului mai mari ca s_f .

Pentru că valorile rezistențelor de calcul f și p_v sînt identice cu cele din vechile norme sovietice SNiP II B-5-67, observațiile critice privind condițiile de obținere a lor, formulate în capitolul 1 al lucrării, își mențin valabilitatea și relativ la actualul standard românesc (STAS 2561/3-83).

Cu considerentele de mai sus și în scopul separării rezistențelor pămîntului pe suprafața laterală a elementului și vîrfurile acestuia, autorul propune o metodă matematică de prelucrare a rezultatelor unei încercări statice pe un element de probă flotant, prismatic sau cilindric.

În raport cu diametrele medii ale piloților executați pe loc prin vibropresare de circa 40 cm (diametrele tuburilor metalice de inventar fiind de 325 mm și 420 mm) ca și criteriu de deformabilitate pentru definirea încărcării limită pe element, în calculele practice, s-a considerat tasarea de 40 mm (ceea ce corespunde la 1/10 din diametrul secțiunii transversale a elementului - STAS 2561/2-81).

Separarea rezistențelor pămîntului pe suprafața laterală a elementului și vîrfurile acestuia poate folosi atît în interpretări cu caracter geotehnic, cît și la stabilirea mai reală a rezistențelor de calcul, f și p_v , prin prelucrarea matematică a rezultatelor încercărilor statice pe elemente de probă, dintr-un amplasament sau zonă geografică, după procedeul propus de autor în paragraful 2.3.4.

2.3.1. Principiul matematic de separare a forțelor de rezistență pe suprafața laterală și vîrfurile elementului

În conformitate cu STAS 2561/2-81 pentru trasarea diagramei încărcare-tasare a unui element de probă, sub forțe statice de compresiune axială, se folosesc perechile de valori (P_1, s_1) corespunzătoare treptei de încărcare, P_1 și respectiv, tasării medii stabilizate, s_1 ; prin urmare, în prelucrarea matematică a rezultatelor unei încercări de probă se vor folosi aceste perechi de valori.

Constatănd că prin reprezentarea grafică, dublu logaritmică, a variabilelor P_1, s_1 punctele tind să se distribuie de-a lungul a două drepte concurente, se consideră că relația $P = f(s)$ poate fi exprimată prin două funcții putere, de forma :

$$\begin{aligned} P(s) &= a_1 s^{b_1} && \text{(pentru } s \leq s_f) \\ P(s) &= a_2 s^{b_2} && \text{(pentru } s > s_f) \end{aligned} \tag{2.1}$$

în care : a_1, b_1 și a_2, b_2 sînt parametrii primei funcții și respectiv a doua.

Criteriul grafic de reprezentare dublu logaritmică a variabilelor (P_i, s_i) fiind aplicat mai multor elemente de probă, mai ales piloților flotanți executați la fața locului prin vibrare [87], [88] și vibropresare, a confirmat aproximația matematică propusă (2.1) de tipul a două funcții putere.

În deplin acord cu mecanismul de transmitere al încărcării de la element la teren, prima funcție putere descrie procesul pentru tasări mai mici și egale cu s_f , și a doua funcție putere, după mobilizarea integrală a rezistenței de frecare pe suprafața laterală (pentru s mai mare ca s_f) caracterizează, în special, transferul de încărcare prin vârful elementului.

Formele liniarizate ale relațiilor (2.1) se obțin prin logaritmare :

$$\lg P = \lg a_1 + b_1 \lg s \quad ; \quad \lg P = \lg a_2 + b_2 \lg s \quad (2.2)$$

Cu notațiile : $Y = \lg P$ și $X = \lg s$, din reprezentarea grafică

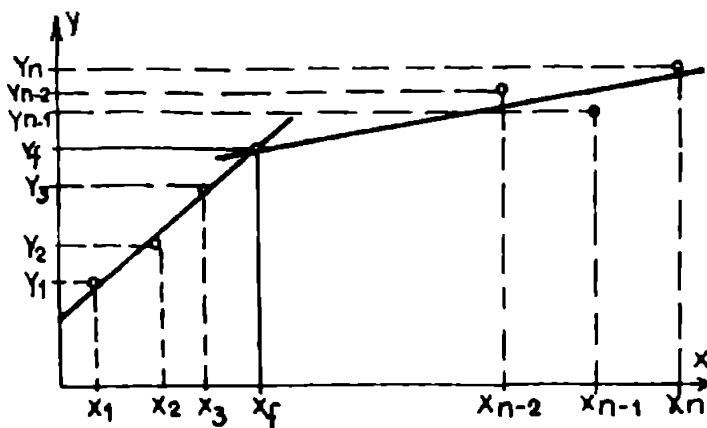


Fig.2.4.

a șirului de n valori determinate experimental (X_1, Y_1) rezultă că punctele au o distribuție aleatorie de-a lungul a două drepte (fig.2.4).

Considerînd regresia valorilor Y în raport cu X ecuația generală specifică fiecărei drepte, este de forma :

$$Y = A + BX \quad (2.3)$$

Estimarea parametrilor A și B , proprii fiecărei drepte, se face prin aplicarea metodei celor mai mici pătrate. Din rezolvarea sistemului de ecuații normale, corespunzător unei distribuții Gauss a erorilor (sistem specific fiecărei drepte) se obțin parametri A și B :

$$A = \frac{\sum_1^{n'} Y_j \sum_1^{n'} x_j^2 - \sum_1^{n'} x_j \sum_1^{n'} x_j Y_j}{n' \sum_1^{n'} x_j^2 - \left(\sum_1^{n'} x_j \right)^2}$$

$$B = \frac{n' \sum_1^{n'} x_j Y_j - \sum_1^{n'} Y_j \sum_1^{n'} x_j}{n' \sum_1^{n'} x_j^2 - \left(\sum_1^{n'} x_j \right)^2} \quad (2.4)$$

unde : n' este numărul perechilor de valori experimentale (X_j, Y_j) folosit la determinarea analitică a fiecărei drepte în parte.

Deoarece în sistemul de coordonate (X,Y) funcția analitică de aproximare Y(X) este de tipul "două drepte" ea trebuie să aibă cea mai bună concordanță cu datele experimentale (X_i, Y_i) ce se prelucreză; abscisa punctului de intersecție a celor două drepte, X_f (fig.2.4) estimează valoarea logaritmică a tasării de forfecare, s_f.

Pentru determinarea funcției analitice de tipul "două drepte" de cea mai bună aproximare, se aplică criteriul Gauss de concordanță [22], Acesta constă în considerarea succesivă a unui număr oarecare de funcții de aproximare (de tipul "două drepte"), pentru fiecare calculându-se valoarea testului Gauss cu expresia :

$$TEGA = \frac{1}{n-k} \sum_{i=1}^n (Y_i^{\text{exp}} - Y_i)^2 \tag{2.5}$$

în care : Y_i^{exp} - valoarea experimentală de rang i; Y_i - valoarea calculată analitic, cu funcția obținută prin metoda celor mai mici pătrate, corespunzătoare rangului i (adică pentru X = X_i); n - numărul perechilor de valori experimentale X_i, Y_i^{exp} ; k - numărul parametrilor funcției analitice Y(X) (pentru funcția tip "două drepte", k = 4).

Dintre două sau mai multe funcții Y(X) care se compară din punctul de vedere al concordanței, cu același șir de date experimentale, cea mai adecvată pentru reprezentarea datelor considerate este funcția pentru care expresia (2.5) are valoarea minimă.

În cazul funcției analitice tip "două drepte" (Y=A₁ + B₁X și Y = A₂ + B₂X), considerînd fiecare dreaptă definită prin cel puțin 3 puncte și valorile X_i crescătoare (fig.2.4) procedura constă, în a calcula n-5 variante și anume :

- varianta 1 : dreapta Y=A₁+B₁X se definește prin punctele X₁,Y₁; X₂,Y₂; X₃,Y₃, iar dreapta Y=A₂+B₂X, prin punctele X₄,Y₄; X₅,Y₅; ... X_n,Y_n;
-
- varianta n-5 : dreapta Y=A₁+B₁X se definește prin punctele X₁,Y₁; X₂,Y₂; ... X_{n-3}, Y_{n-3}, iar dreapta Y = A₂ + B₂X, prin punctele X_{n-2},Y_{n-2}; X_{n-1},Y_{n-1}; X_n,Y_n.

Stabilind varianta pentru care valoarea testului Gauss este minimă, se calculează apoi abscisa X_f a punctului de intersecție a celor două drepte. Pentru că în varianta stabilită parametrii dreptelor (A₁ = lg a₁; B₁ = b₁ și A₂ = lg a₂ ; B₂ = b₂) sînt calculați, cu aceștia se determină parametrii a₁, b₁ și respectiv a₂, b₂ ai

funcțiilor putere din relațiile (2.1).

Deși ordonata Y_f a punctului de intersecție a celor două drepte definește logaritmul valorii încărcării pe elementul de probă, la care se consideră mobilizată integral rezistența de frecare pe suprafața laterală ($Y_f = \lg P_f$), în calculele numerice s-a preferat determinarea acestei valori, P_f cu prima funcție putere (pentru $s = s_f$).

Cunoscînd expresiile analitice de ajustare matematică a relației $P(s)$, de forma a două funcții putere, precum și valoarea tasării de forfecare, s_f se pot evalua fie mărimea încărcării totale pe elementul de probă, corespunzătoare mobilizării integrale a rezistenței de frecare pe suprafața laterală a acestuia, fie diagramele de încărcare - tasare, aferente, rezistențelor terenului pe vîrf (P_{vj} , s_i) și suprafața laterală (P_{li} , s_i).

Obținerea acestor diagrame se bazează pe următoarele ipoteze:

- pentru tasări s_i egale și mai mari ca s_f se consideră că încărcarea transmisă prin vîrf este dată de diferența valorilor calculate analitic P_i și P_f ;
- dacă în sistemul de referință (s' , P'_v) funcția ce caracterizează încărcarea P_v este definită de $m+1$ valori sub forma:

$$\begin{array}{l|l} s' = s - s_f & s'_0 = 0 \dots s'_j = s_i - s_f \dots s'_m = s_n - s_f \\ \hline P'_v = P - P_f & P'_{v0} = 0 \dots P'_{vj} = P_i - P_f \dots P'_{vm} = P_n - P_f \end{array} \quad (2.6)$$

atunci cu valorile extrapolate în punctele s' , corespunzătoare intervalului $[-s_f; 0)$ se pot calcula valorile $P_{vj}(s_i)$.

Pentru extrapolare se folosește polinomul Lagrange :

$$P'_v(s') = \sum_{j=0}^m P'_{vj} L_{m,j}(s') \quad (2.7)$$

unde : $L_{m,j}$ - este polinomul definit prin :

$$L_{m,j}(s') = \frac{(s' - s'_0) \dots (s' - s'_{j-1})(s' - s'_{j+1}) \dots (s' - s'_m)}{(s'_j - s'_0) \dots (s'_j - s'_{j-1})(s'_j - s'_{j+1}) \dots (s'_j - s'_m)} \quad (2.8)$$

Partea din încărcarea totală $P_i(s_i)$ care se transmite terenului prin suprafața laterală a elementului se consideră ca diferență a valorilor P_i și P_{vj} , corespunzătoare aceleiași tasări s_i .

Pentru aplicarea practică a metodei de prelucrare matematică a rezultatelor unei încercări de probă pe element flotant s-a elabo-

rat un program calcul în limbaj FORTRAN IV, denumit "PREMAT" (după începutul prescurtat al cuvintelor "PRElucrare MATEmatică").

2.3.2. Schema logică a programului "PREMAT"

Schema logică a programului pentru calculul parametrilor funcțiilor putere (2.1) - elaborat de autor - și a valorilor s_f , P_f , $P_i(s_i)$, este redată în figura 2.5.a, b și c, iar organigrama secvenței de calcul pentru încărcările pe vîrf $P_{v_i}(s_i)$ și suprafața laterală $P_i(s_i)$, în figura 2.5.d.

Datele de intrare în program sînt perechile de valori s_i (în mm) și P_i (în kN) rezultate în urma încercării elementului de probă.

Semnificațiile principalelor variabile utilizate în program sînt următoarele :

NUM - numărul perechilor de valori s_i și P_i introduse în calcul;

L3 - numărul variantelor de definire a funcției "două drepte";

TEGA - tabloul cu valorile testului Gauss, relația (2.5)

TAE0, TAE1 și - tablourile coeficienților primei și respectiv celei de a doua drepte;

SC(I) - valorile tasărilor, ordonate crescător, în care se calculează încărcările totale $PC(I)$, cele pe vîrf $Pl(I)$ și pe suprafața laterală $p2(I)$.

Observație : SC(I) poate include pe lîngă valorile tasărilor măsurate și alte valori arbitrare, de exemplu : s_f ; s_f+10 ; s_f+20 ; s_f+30 ; s_f+40 ; 40, în milimetri

Pentru că determinarea coeficienților celor două drepte se face printr-o împărțire, se testează pentru fiecare caz în parte dacă valoarea numitorului este mai mare decît 10^{-35} , evitînd astfel depășirea numărului maxim ce se poate reprezenta în calculator în virgulă mobilă. Dacă numitorul este mai mic decît limita menționată se cheamă subrutina CZERR, care afișează mesajul "PUNCTE ERONATE"; se face atribuirea $TEGA(L1) = 1.E35$ și se continuă calculul pentru varianta următoare ($L1 = L1+1$).

Deoarece valoarea $1.E35$ este foarte mare varianta pentru care s-a făcut această atribuire este eliminată în alegerea finală.

2.3.3. Studiul comparativ al rezultatelor pentru bareta instrumentată cu traductori mecanici

Pentru că prin metodologia de prelucrare a rezultatelor pe

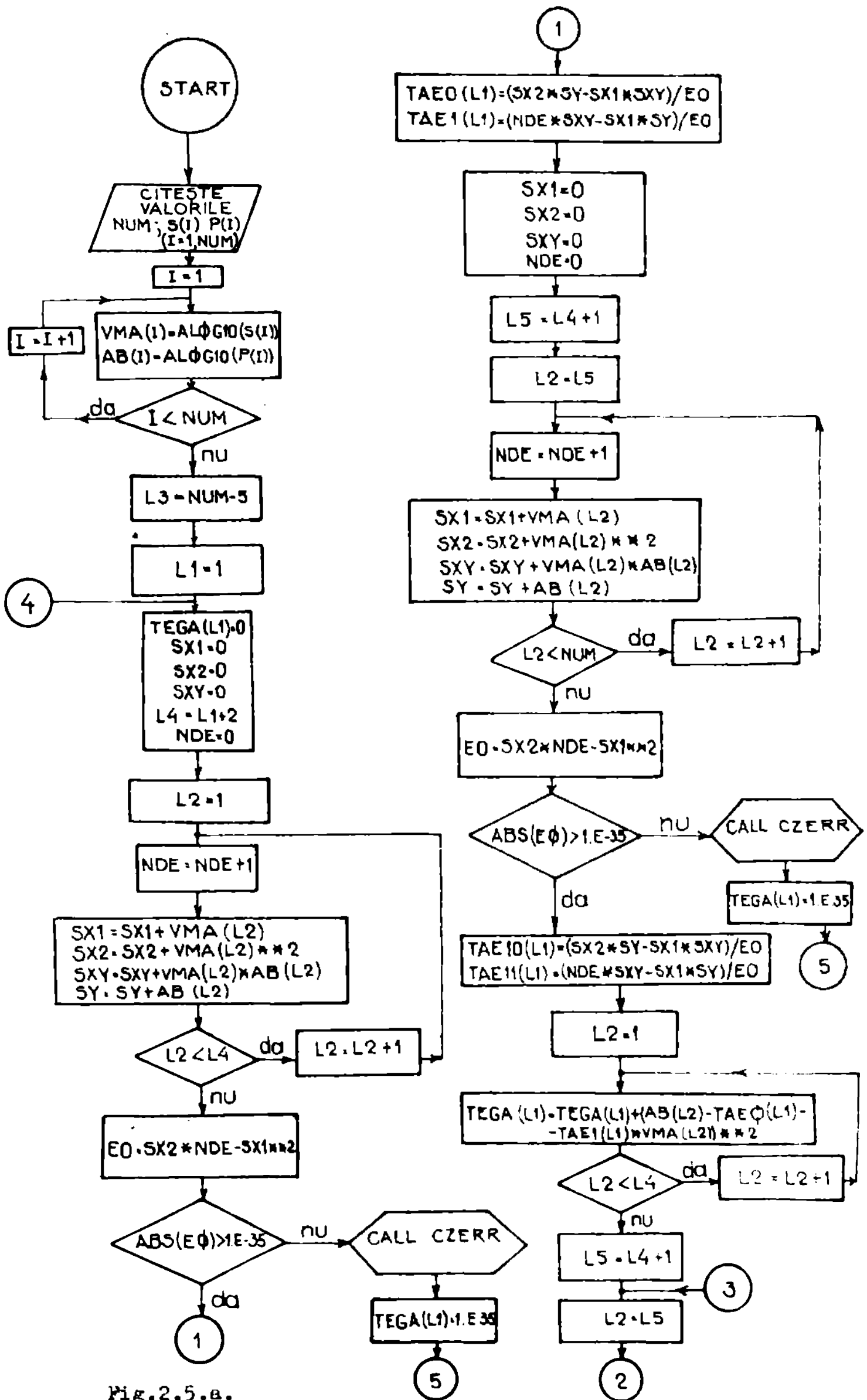


Fig.2.5.a.

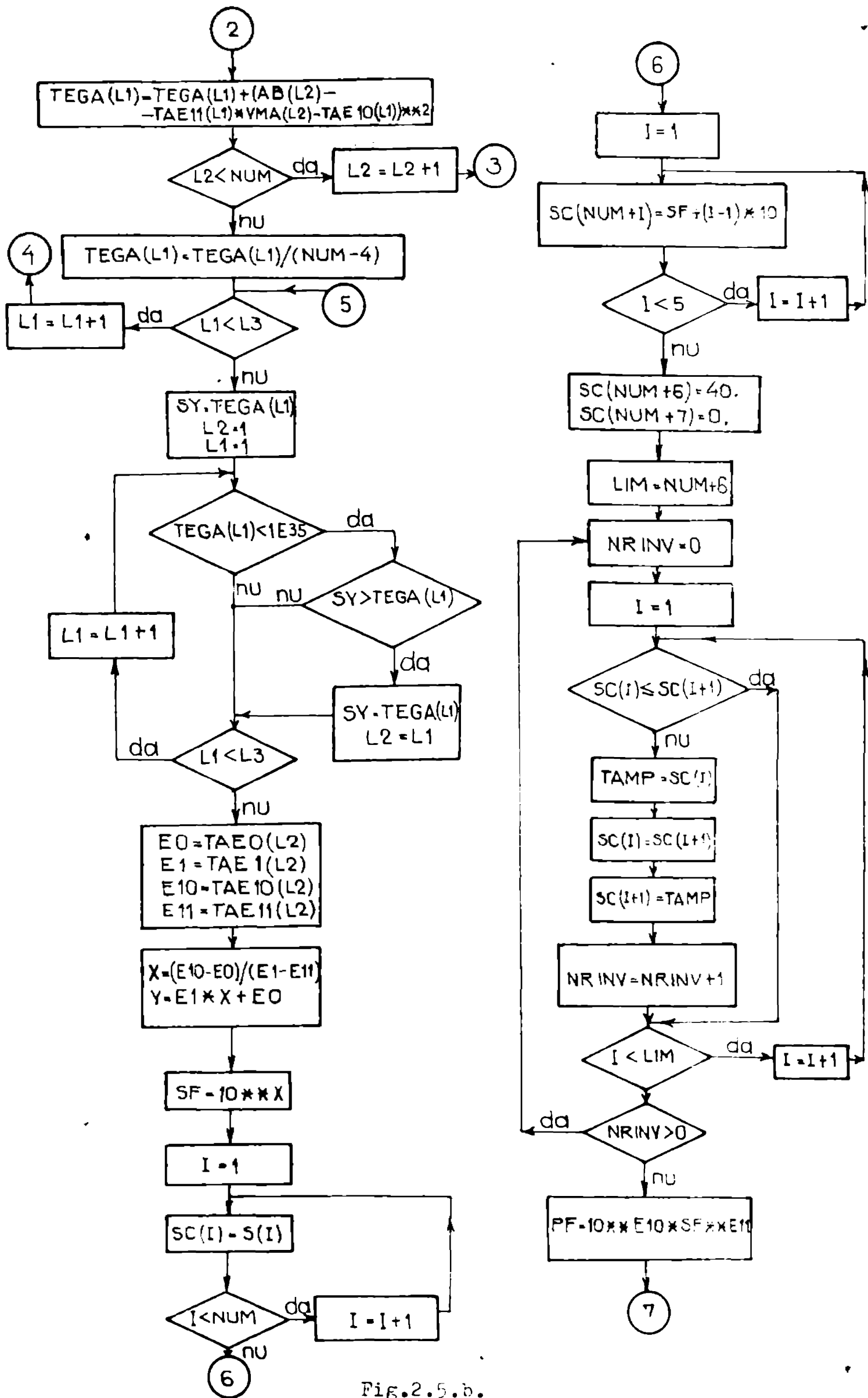


Fig.2.5.b.

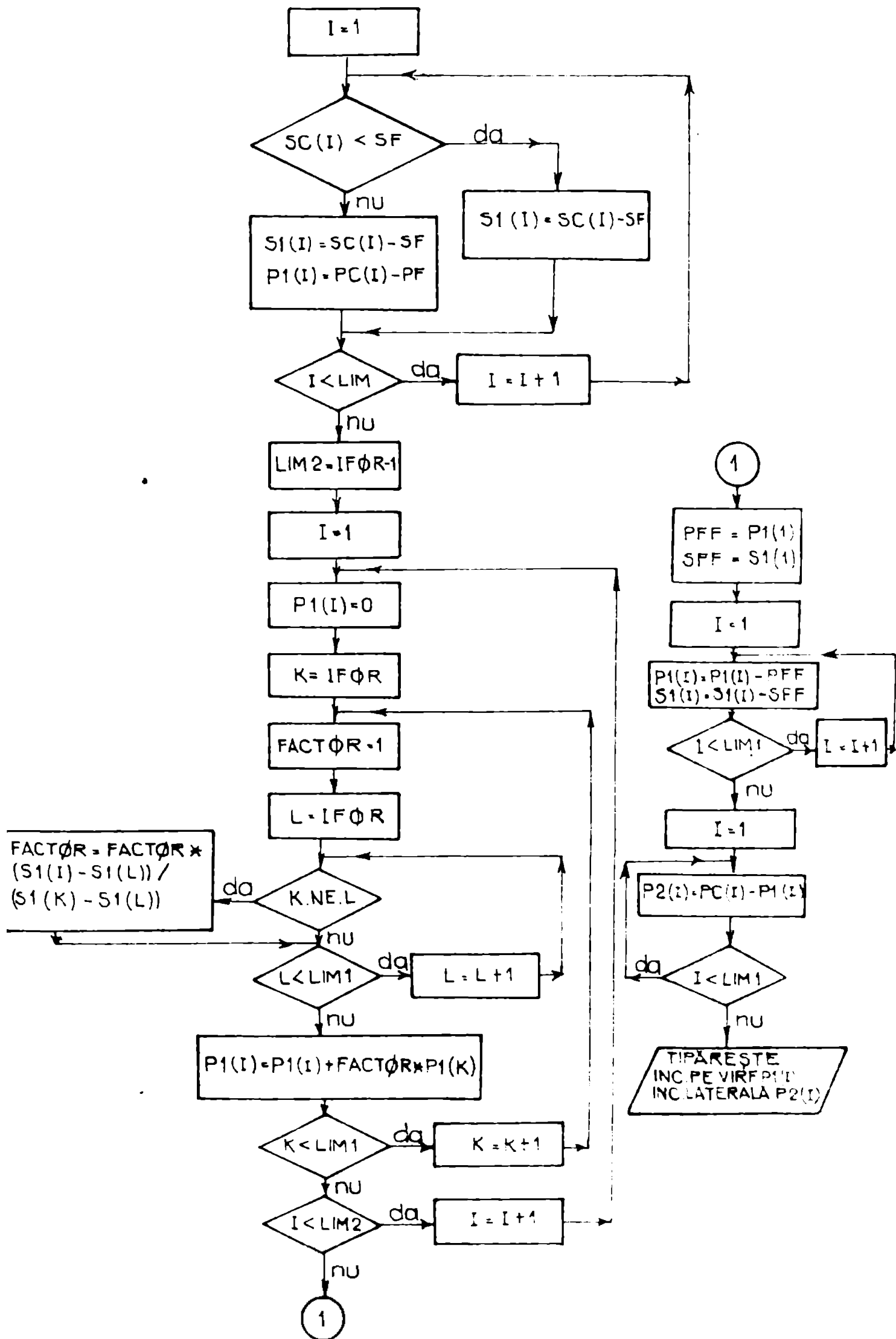


Fig. 7.5.c.

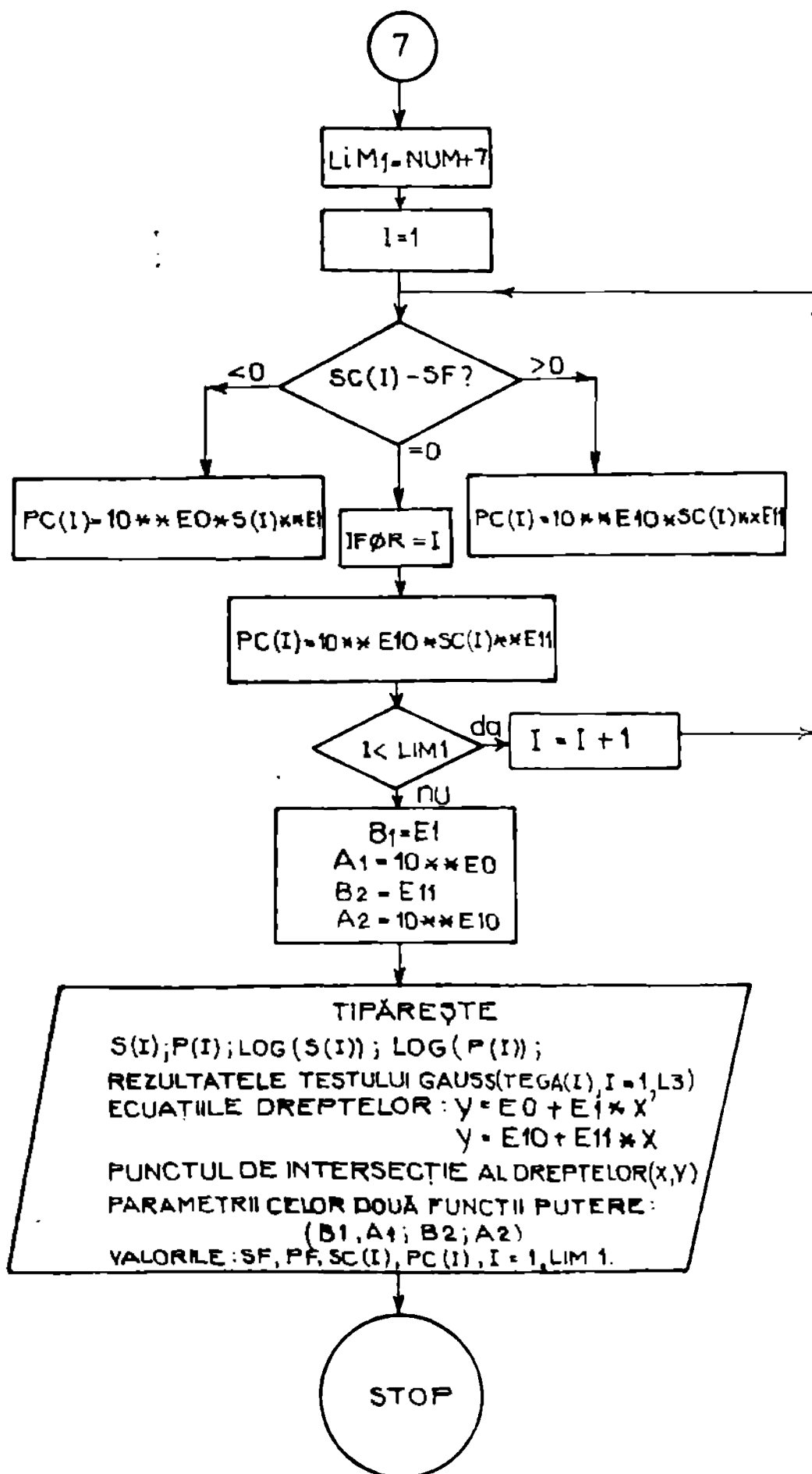


Fig.2.5.d.

barete de probă instrumentate cu traductori mecanici se obțin perechile de valori (P_1, s_1) și, de asemenea, estimarea tasării s_f și a încărcării totale corespunzătoare mobilizării integrale a frecării pe suprafața laterală, rezultatele unor astfel de încercări au fost comparate cu cele obținute prin aplicarea metodei matematice de prelucrare a diagramei încărcare-tasare. Studiul comparativ se exemplifică pentru una din baretele instrumentate. Corespunzător datelor din lucrarea [62] bareta executată cu o instalație Casagrande are secțiunea 2,0 x 0,80 m și fișa 19,75. Stratificația din zonă este : sol vegetal 0,70 m; praf argilos 6,50 m; argilă cenușie 7,20 m; nisip prăfos 1,20 m; pietriș cu nisip 15,60 m. Bareta a pătruns 4,0 m în stratul de pietriș cu nisip. În tabelul 2.1 sînt prezentate încărcările totale P^* măsurate și cele calculate, P (pentru tasările medii stabilite, măsurate la capul baretei, de asemenea abaterea relativă $|(P^* - P)/P^*$, în procente.

Pe baza rezultatelor furnizate de programul PREMAT, valorile P din tabelul 2.1 s-au calculat cu expresiile :

$$P = 1965,256 \times s^{1,673} \quad \text{pentru } s \leq 1,943$$

și

$$P = 4365,082 \times s^{0,409} \quad \text{pentru } s > 1,943$$

în care tasarea s este în mm, iar încărcarea P este în kN.

Tabelul 2.1.

Tasarea măsurată, s [mm]	Încărcarea măsurată P^* [kN]	Încărcarea calculată P [kN]	Abaterea relativă [%]
0,97	1878	1867,54	0,55
1,56	4069	4144,43	1,85
1,92	5947	5871,53	1,26
2,61	6886	6758,82	1,84
4,34	8138	8321,62	2,25
5,38	9077	9085,90	0,10
6,95	10016	10107,93	0,92
8,50	10953	10977,67	0,22
10,29	11854	11872,41	0,15
12,90	13146	13025,38	0,92

Valorile abaterilor relative (maximum 2,25%) arată o foarte bună aproximare a încărcărilor totale măsurate, prin relațiile analitice (2.1). Din calcul a rezultat tasarea corespunzătoare mobilizării integrale a rezistenței de frecare pe suprafața laterală a elementului.

$s_f = 1,943$ mm și respectiv încărcarea totală $P_f = 5990,34$ kN. Prin interpretarea datelor înregistrate la reperii mecanici din corpul baretei s-a stabilit [62] că sub încărcarea maximă $P^* = 13146$ kN,

partea preluată de bază a fost $P_V^* = 6485$ kN, iar cea preluată de suprafața laterală $P_L^* = 6661$ kN.

Considerînd că încărcarea calculată $P_f = 5990,34$ kN este preluată integral de suprafața laterală ($P_L \cong P_f$) rezultă o abatere relativă a valorii calculate P_L față de cea măsurată P_L^* de 10%, practic acceptabilă.

2.3.4. Procedeu matematic de aproximare a valorilor rezistențelor de frecare, f pentru straturile străpunse de piloții de probă

Măsurători experimentale referitoare la variația rezistenței terenurilor omogene, pe suprafața laterală a piloților prismatici prefabricați [4],[25], și a celor de îndesare executați pe loc [120] solicitați la compresiuni statice axiale, au evidențiat aluri apropiate celor parabolice. Cu aceste considerente, adoptînd o variație parabolică a rezistențelor specifice de frecare laterală de-a lungul fișei elementului (fig.2.2) față de o valoare f_0 aferentă adîncimii h_0 , se propun următoarele relații de calcul ale valorilor f_i , la adîncimile x_i :

$$f_i = \frac{f_0(2h_0x_i - x_i^2)}{h_0^2} \quad \text{pentru } 0 \leq x_i \leq h_0 \quad (2.9)$$

$$f_i = \frac{f_0 x_i^2}{2h_0x_i - h_0^2} \quad \text{pentru } x_i > h_0 \quad (2.10)$$

Luînd x_i ca adîncime medie a fiecărui strat de pămînt străbătut de pilot, față de nivelul liber al terenului, efectuînd produsele f_i (relațiile 2.9 și/sau 2.10) cu perimetrul pilotului și grosimea aferentă de strat și însumîndu-le, pentru fiecare pilot de probă se poate scrie o ecuație cu n necunoscute f_{0_i} (cu $i = 1, 2, 3, \dots, n$; $n =$ numărul de straturi), sub forma :

$$\begin{aligned} f_{0_1} \alpha_{11} + f_{0_2} \alpha_{21} + f_{0_3} \alpha_{31} + \dots + f_{0_n} \alpha_{n1} &= P_{l1} \\ f_{0_1} \alpha_{12} + f_{0_2} \alpha_{22} + f_{0_3} \alpha_{32} + \dots + f_{0_n} \alpha_{n2} &= P_{l2} \\ \vdots &\vdots \\ f_{0_1} \alpha_{1k} + f_{0_2} \alpha_{2k} + f_{0_3} \alpha_{3k} + \dots + f_{0_n} \alpha_{nk} &= P_{lk} \\ \vdots &\vdots \\ f_{0_1} \alpha_{1m} + f_{0_2} \alpha_{2m} + f_{0_3} \alpha_{3m} + \dots + f_{0_n} \alpha_{nm} &= P_{lm} \end{aligned} \quad (2.11)$$

luarea rezistențelor terenului, atât pe vîrf cît și pe suprafața laterală, în condiții mai veridice condițiilor geotehnice ale amplasamentului sau zonei; datele obținute vor putea aduce corecțiile necesare valorilor p_v și f tabelate în STAS 2561/3-83. Evaluarea mai corectă a capacității portante a sistemelor de fundare indirectă are implicații directe asupra eficienței și optimului variantei proiectate.

2.4. APLICAREA METODEI LA PILOTI DE PROBA EXECUTAȚI PE LOC PRIN VIBROPRESARE

Tehnologia de realizare a piloților executați pe loc cu utilaje vibratoare, elaborată în cadrul colectivului de fundații al Catedrei de Drumuri și Fundații din Timișoara este amplu prezentată în lucrarea de specialitate [81] a profesorului Marin Păunescu și "Instrucțiunile tehnice pentru proiectarea, executarea și recepționarea lucrărilor de fundații pe piloți scurți executați pe loc prin vibrare"; de aceea nu se consideră necesară reluarea ei în contextul prezentei lucrări. De asemenea, unele considerații ale autorului asupra capacității portante a piloților de probă încercați, la compresiuni statice axiale, pe diferite amplasamente experimentale din țară au fost publicate - în colaborare - în lucrările [88], [89]. Dintre amplasamentele experimentale, în continuare ne vom referi doar la cele din zona "Balta Verde" Timișoara și "Cartierul Viziru" Brăila unde a avut contribuții și autorul [86], [87], [88].

2.4.1. Caracterizarea geotehnică a amplasamentelor

A.- Zona "Balta Verde" Timișoara

Zona experimentală este situată în partea de NV a municipiului Timișoara, ocupînd o parte a teritoriului cunoscut sub denumirea de "Balta Verde". Balta, existentă pînă la începerea execuției lucrărilor în zonă, s-a datorat acumulării apelor superficiale și subterane în depresiunea naturală existentă, lipsită de un drenaj corespunzător. Umplerea bălții s-a făcut în mod neorganizat, cu material neomogen (deșeuri industriale, resturi menajere, moloz etc).

Geomorfologic, partea superioară a stratului de sub umplutură aparține cuaternarului și se caracterizează prin predominarea argilelor în care apar intercalații nisipoase (nisipuri fine, prăfoase, cenușii, cu aspect și miros specific fundurilor de baltă). Totalitatea lucrărilor de prospectare a pus în evidență o stratificație pronunțat neuniformă atât în planuri orizontale cît și verticale.

Dacă pentru zona în discuție se admite un profil geotehnic

general, el s-ar caracteriza prin următoarea alternanță de straturi:

- umpluturi neomogene, cu o grosime medie de 1,60 m, avînd local și grosimi de 2,80 m;
- argile nisipoase-prăfoase, cu intercalații de nisipuri de diverse fracțiuni granulare, de grosimi 2,10 - 3,20 m; straturile de argilă nisipoasă și nisip argilos se întrepătrund, neprezentînd orizonturi continui. Pămînturile argiloase sînt plastic moi spre plastic consistente ($I_c = 0,45 - 0,50$), iar nisipurile sînt plastic afînate ($I_D < 0,40$);
- straturi argiloase respectiv nisipoase, cu proprietăți fizico - mecanice mai bune, încadrîndu-se ca pămînturi plastic consistente, respectiv nisipuri mediu îndesate sau îndesate, apar de la cotele 3,00 - 4,00 m față de suprafața terenului.

Apa subterană prezintă niveluri ridicate iar în perioadele bogate în precipitații ajunge la nivelul terenului.

Liceele complexului școlar zona "Balta Verde", cu P+2 niveluri, au structură de rezistență mixtă (cadre din beton armat și zidărie), iar căminele pentru elevi, cu P+3 niveluri, au structura de rezistență din panouri mari prefabricate.

În fig.2.6 sînt prezentate caracteristicile stratigrafice ale amplasamentelor 1 și 2, tipurile de piloți încercați și diagramele încărcare-tasare aferente. Simbolistica adoptată pentru tipurile de piloți semnifică : PFB - pilot fără bulb; PB1VP - pilot cu bulb realizat la o vibropresare; PB2VP - pilot cu bulb realizat la două vibropresări.

În figura 2.7 sînt redată aceleași elemente, specifice amplasamentelor 3 și 4.

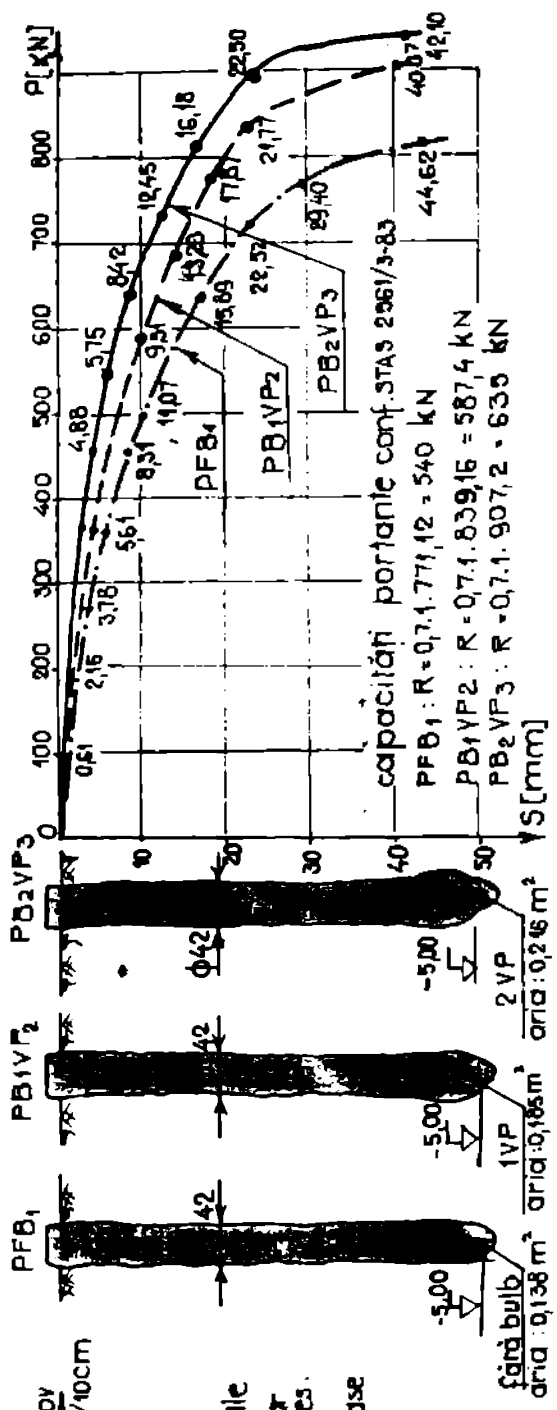
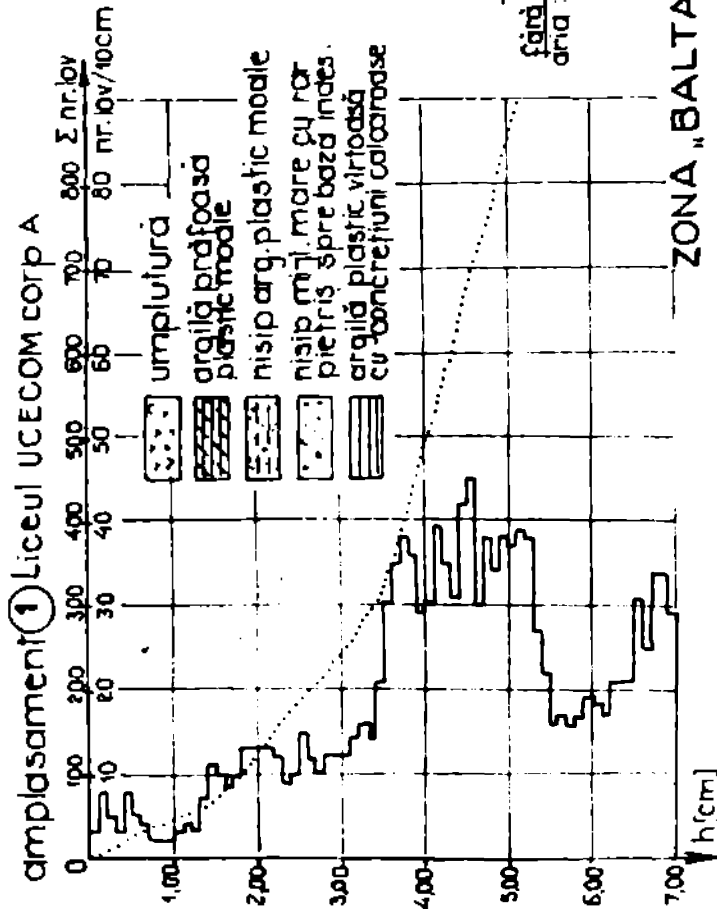
Piloții executați în infrastructurile obiectelor complexului școlar din beton B 200 au avut diametrul de 420 mm (cu sau fără bulb), fișe de 5,60 - 6,00 m, fiind parțial armați cu o fretă de legătură a pilotului cu radierul monolit.

B.- Zona cartierului "Viziru III" Brăila

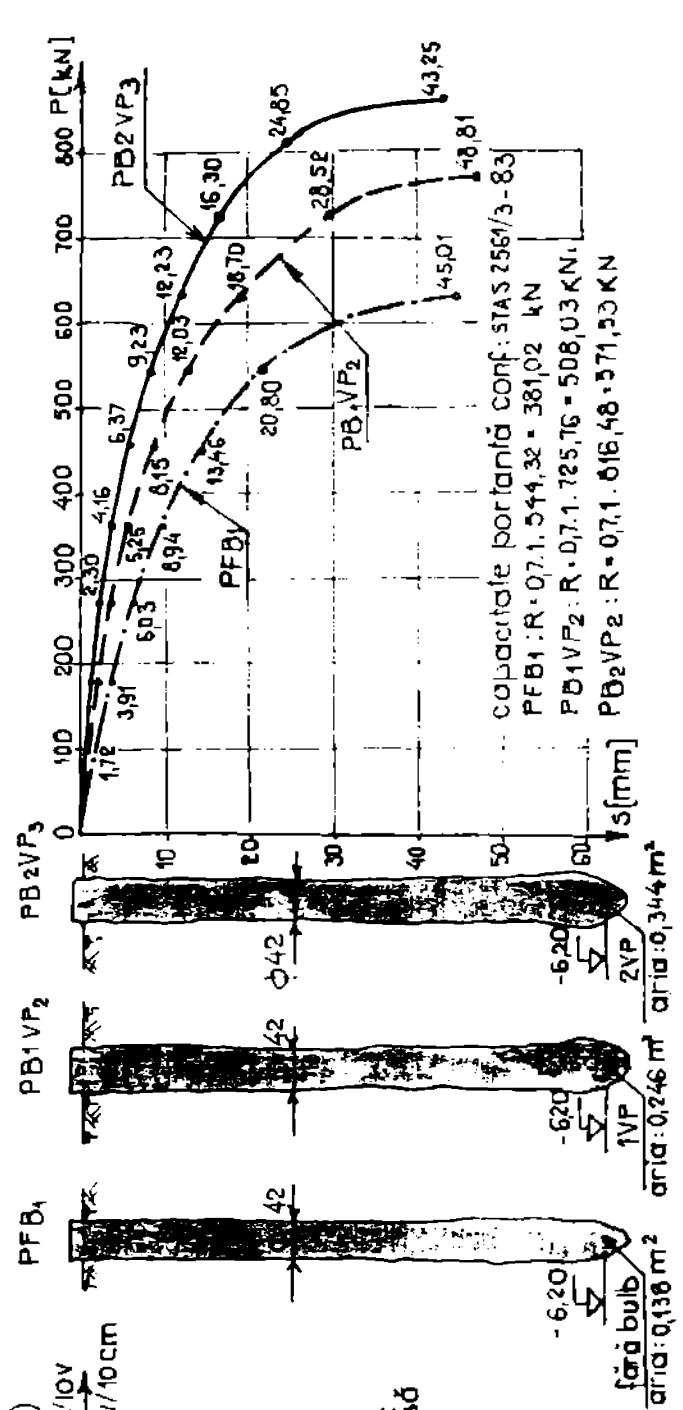
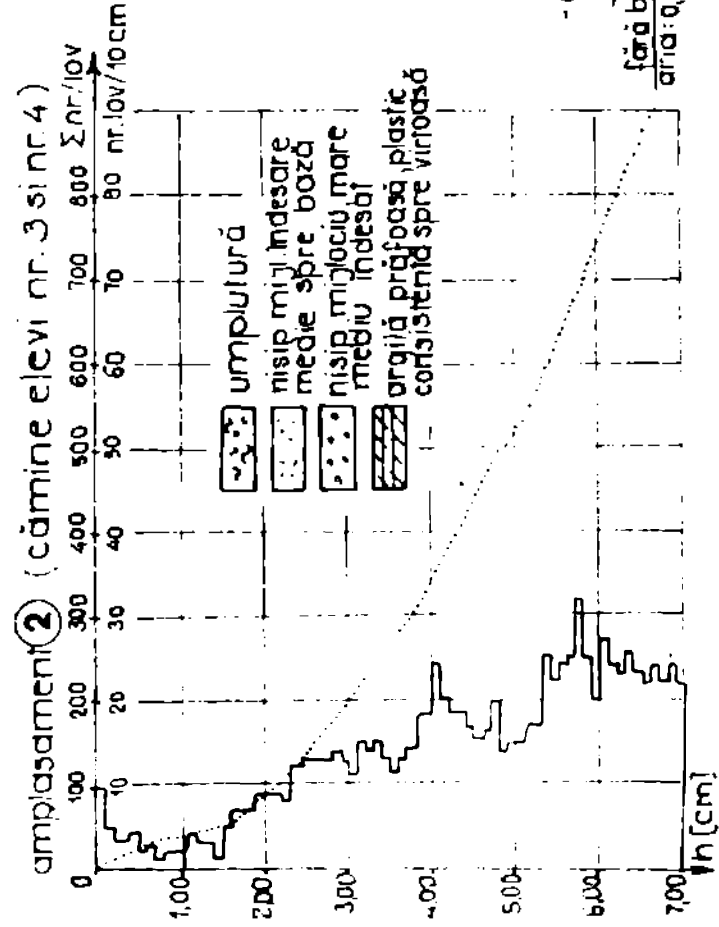
Zona se situează pe terasa superioară a Dunării, la cotele absolute de 9,72 - 16,78 m.

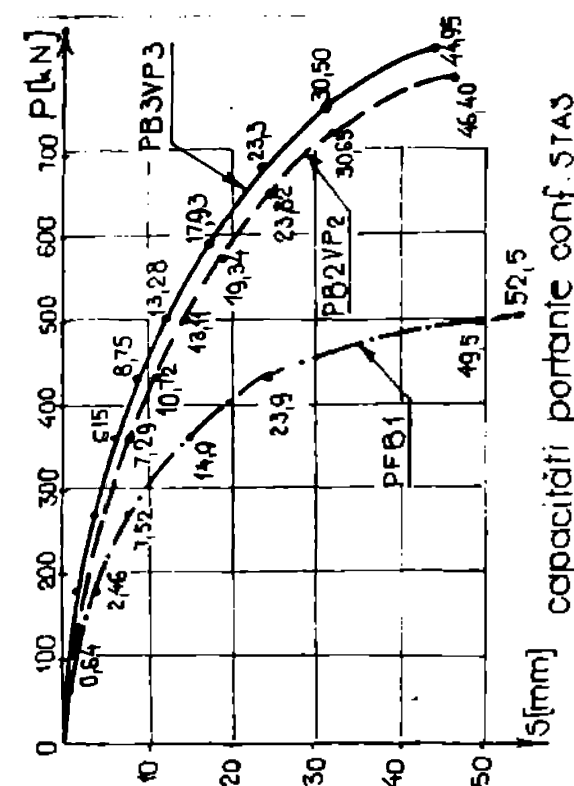
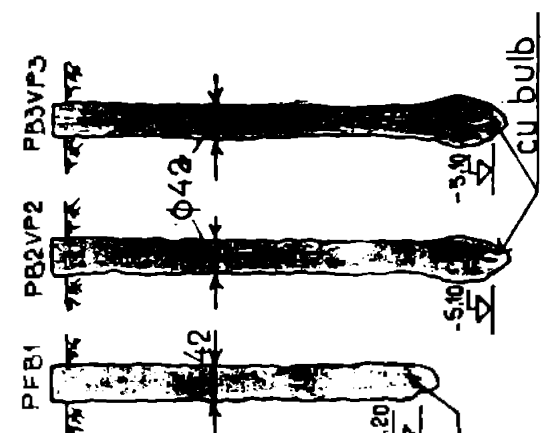
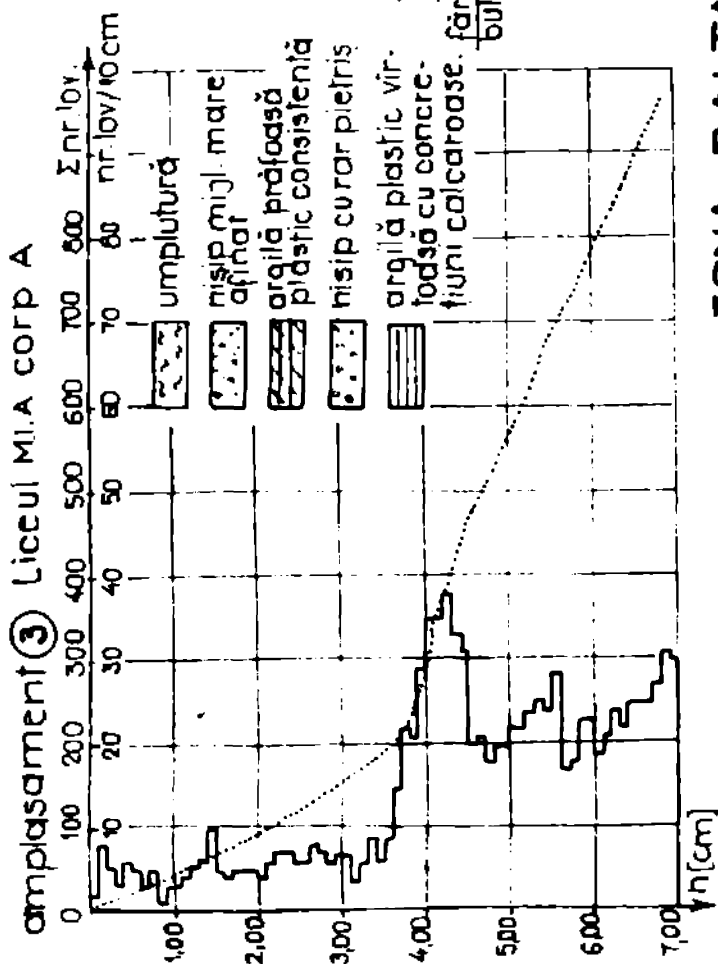
Stratificația pe amplasamentul 1 al blocului D4 (fig.2.8) este formată din următoarea succesiune de straturi :

- sol vegetal pe o grosime de 0,50 m;
- praf argilos loessoid gălbui, plastic consistent, spre ba-



ZONA „BALTA VERDE” TIMIȘOARA

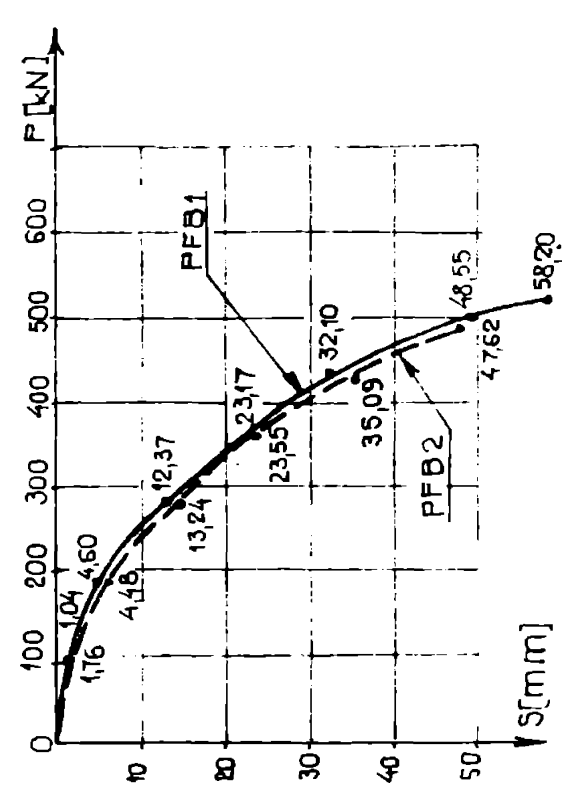
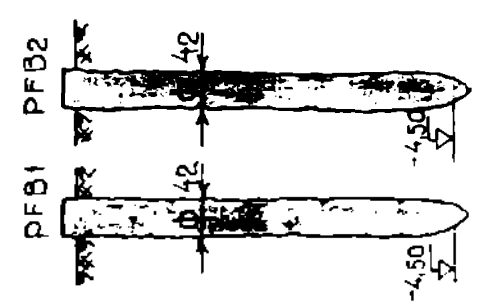
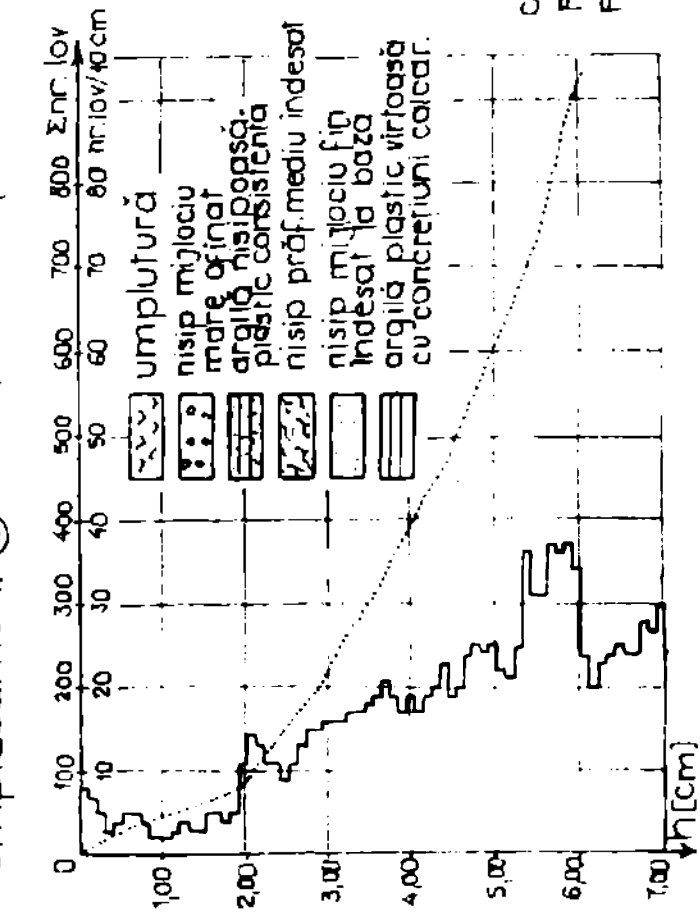




capacități portante conf. STAS
 2561/3-83
 PFB1; R = 0,7 · 1.430,92 = 302 kN
 PB2VP2; R = 0,7 · 1.725,76 = 510 kN
 PB3VP3; R = 0,7 · 1.748,2 = 525 kN

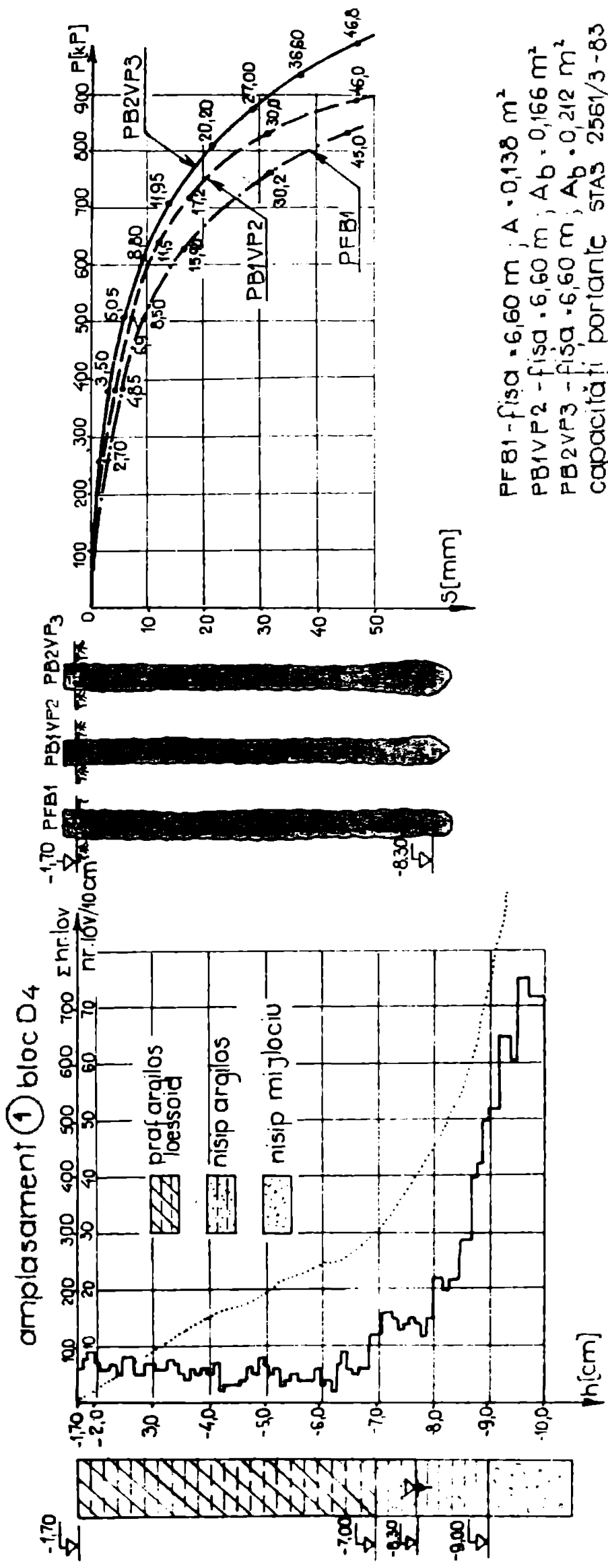
ZONA „BALTA VERDE” TIMIȘOARA

amplasament ④ Liceul MIA corp B



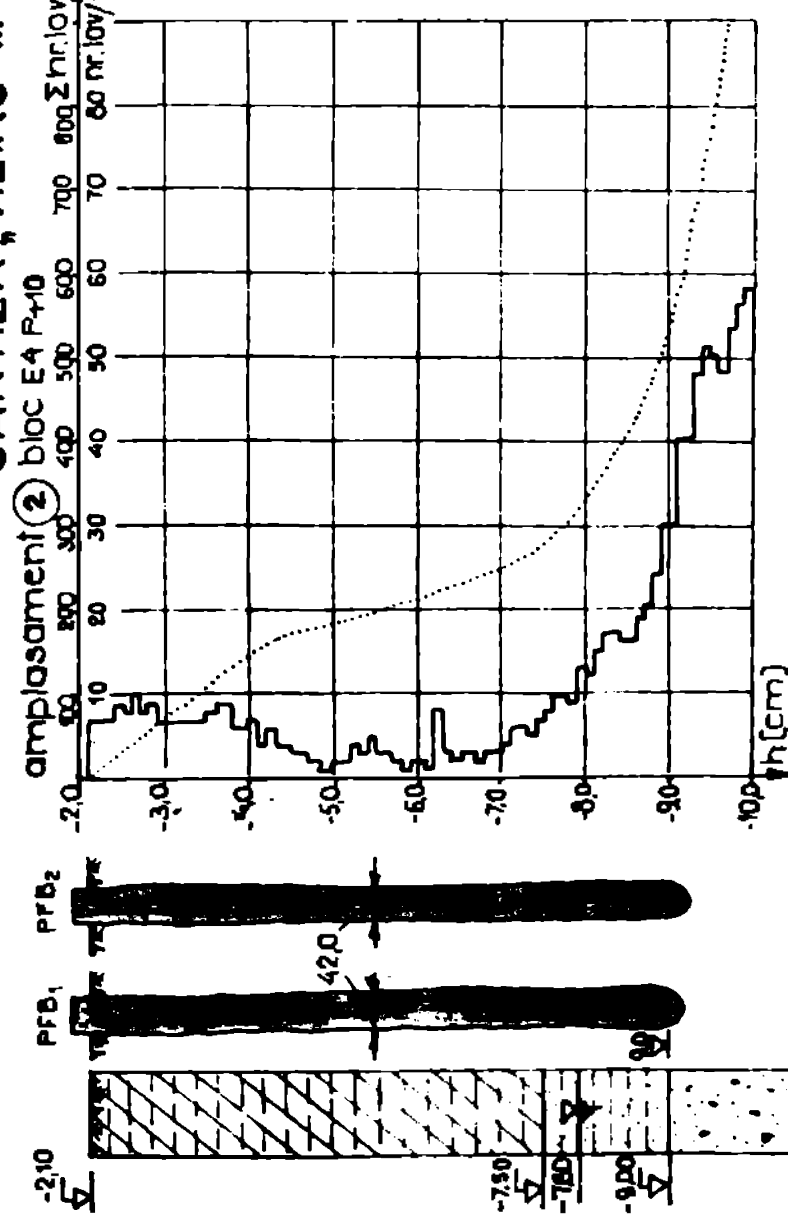
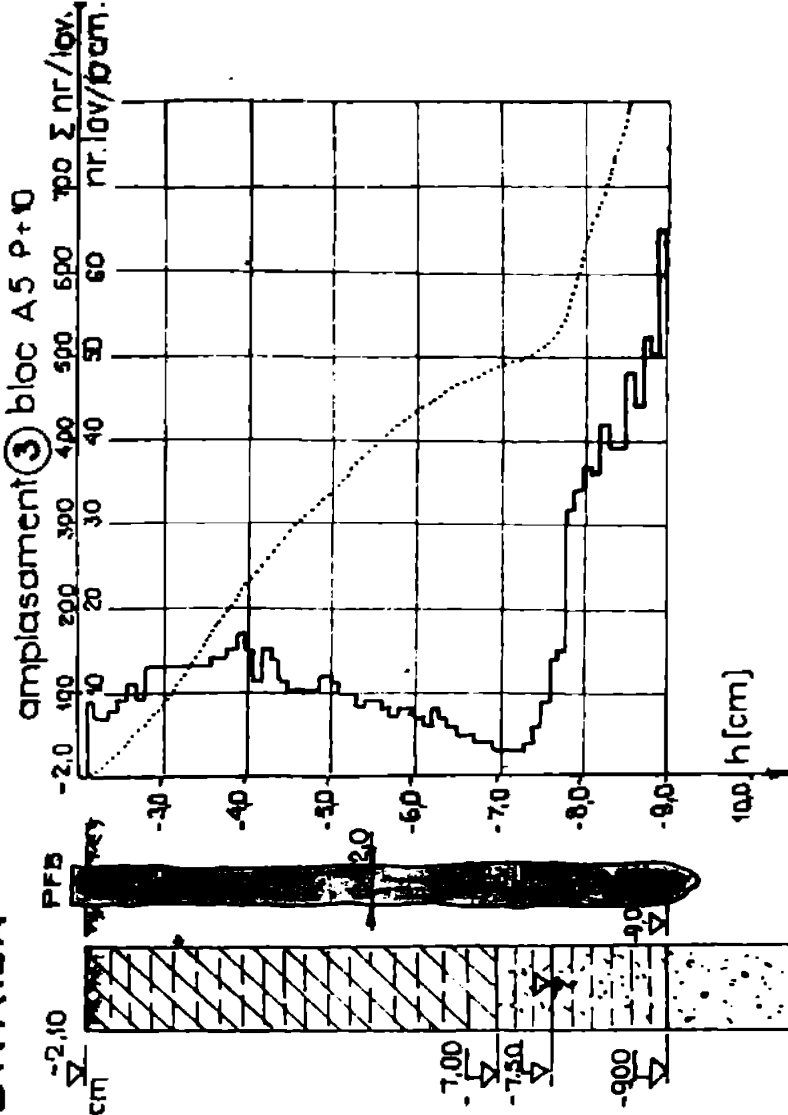
capacit. portante conf. STAS 2561/3-83
 PFB1; R = 0,7 · 1.430,92 = 301,64 kN
 PFB2; R = 0,7 · 1.430,92 = 301,64 kN

CARTIER „VIZIRU III” BRĂILA

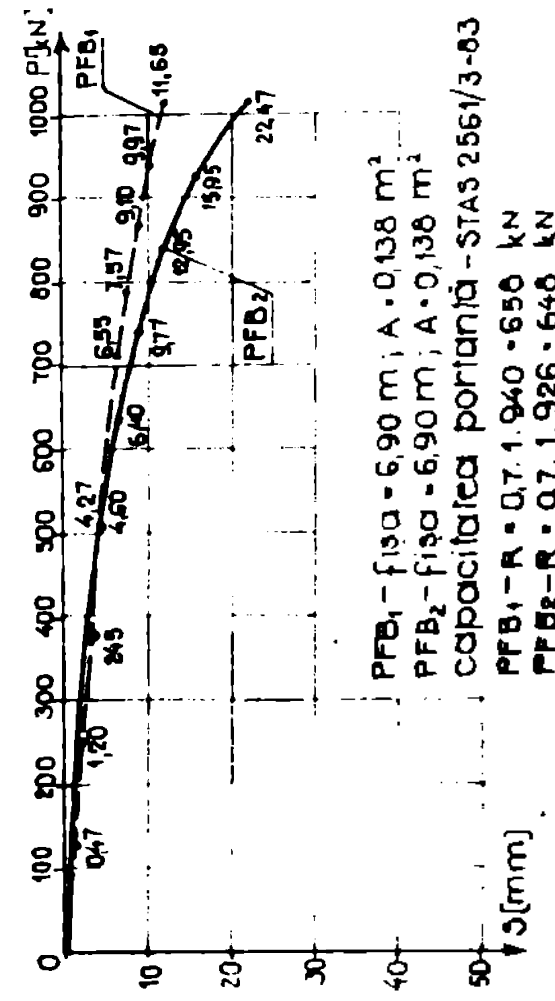


PFB1 - fișa - 6,60 m ; A - 0,138 m²
 PB1VP2 - fișa - 6,60 m ; Ab - 0,166 m²
 PB2VP3 - fișa - 6,60 m ; Ab - 0,212 m²
 capacitatea portantă STAS 2561/3-83
 PFB1 - R - 533 kN
 PB1VP2 - R - 582 kN
 PB2VP3 - R - 658 kN

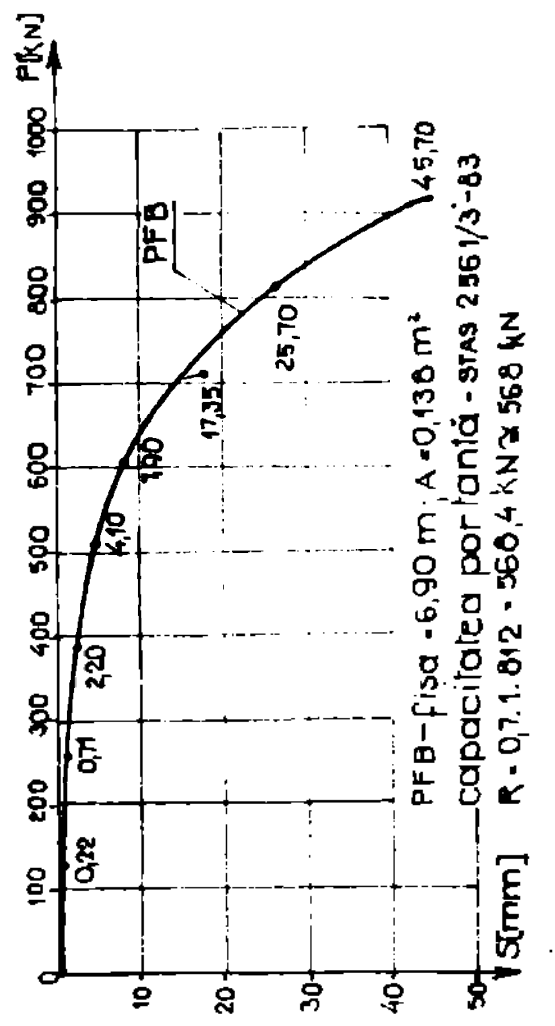
CARTIER „VIZIRU III” BRĂILA



prof argilos [diagonal hatching] nisip argilos [stippled] nisip mijlociu [dotted]



PFB₁ - fișa - 6,90 m; A = 0,138 m²
 PFB₂ - fișa - 6,90 m; A = 0,138 m²
 capacitatea portantă - STAS 2561/3-83
 PFB₁ - R = 0,7 · 1,940 = 650 kN
 PFB₂ - R = 0,7 · 1,926 = 646 kN



PFB - fișa - 6,90 m; A = 0,138 m²
 capacitatea portantă - STAS 2561/3-83
 R = 0,7 · 1,812 = 566,4 kN ≈ 568 kN

- bază plastic moale cu o grosime de 6,50 m;
- nisip argilos, plastic vîrtos, pe o grosime de 2,0 m;
- nisip mijlociu cu îndesare, medie, saturat; apa subterană la cota -8,30 m față de suprafața terenului.

În amplasamentul 2, al blocului E4 (fig.2.9) stratificația este următoarea :

- umplură de pămînt în grosime de 0,70 m;
- praf argilos, loessoid, plastic consistent, de 6,80 m grosime;
- nisip argilos, plastic vîrtos, cu o grosime de 2,0 m;
- nisip mijlociu cu o îndesare medie de circa 8,30 m grosime;
- argilă cu concrețiuni calcaroase plastic vîrtoasă.

Stratificația amplasamentului 3, bloc A5 (fig.2.9) este formată din :

- - umplură de pămînt în grosime de 1,40 m;
- praf argilos, loessoid, plastic consistent, de 5,60 m grosime;
- nisip argilos, plastic consistent, spre bază vîrtos, cu grosimea de 2,0 m;
- nisip mijlociu, cu îndesare medie, de circa 5,30 m grosime;
- argilă galben-cenușie, plastic vîrtoasă.

Piloții din infrastructurile blocurilor s-au executat armați integral, cu ajutorul echipamentului de diametru 420 mm.

2.4.2. Prelucrarea și interpretarea rezultatelor

Un prim aspect urmărit de autor l-a constituit compararea valorilor încărcărilor calculate prin metoda propusă cu cele măsurate. În acest sens s-au ales arbitrar un număr de 11 încercări de probă, din cele două zone experimentale, pe diverse tipuri de piloți și s-au calculat abaterile relative ale valorilor încărcărilor calculate față de cele stabilite în încercări. În tabelul 2.2 sînt prezentate cele 97 perechi de valori ale încărcărilor precum și valorile procentuale ale abaterilor relative. Se constată că din cele 97 de valori ale abaterilor relative 92 sînt $\leq 5\%$ și doar 5 valori sînt mai mari de 5% (la primele trei trepte ale pilotului PB1VP2 din amplasamentul 1 Timișoara, cu valori respectiv de 6,45%, 11,82% și 5,8%; treapta a doua a pilotului PB2VP3 din amplasamentul 1 Brăila, cu 8,32% și 8,55% la treapta a doua a pilotului PFB din amplasamentul 3 Brăila.

Din cele 92 de abateri relativ mai mici și egale cu 5%, 74 de valori (80,43%) sînt mai mici și egale cu 3%.

tabelul 2.2

ZONA	tip pilot si nr. ampl.	încărcare		P* - P P* [%]	ZONA	tip pilot si nr. ampl.	încărcare		P* - P P* [%]
		măsurată P* [kN]	calculată P [kN]				măsurată p* [kN]	calculată p [kN]	
B A L T A V E R D E T I M I S O A R A	PFB1 ①	90,72	92,93	2,43	A J - X B R B I I D I Z I R U V I Z I E R	PFB1 ④	90,70	91,59	0,98
		204,12	197,86	3,06			181,44	177,31	2,27
		272,16	277,57	1,98			272,16	275,18	1,11
		362,88	351,76	3,06			362,88	363,67	0,22
		453,60	445,26	1,83			430,92	420,36	2,45
		498,96	493,68	1,05			498,96	494,44	0,90
		521,64	528,81	1,38			521,64	524,61	0,57
		635,04	656,91	3,44			127,00	125,07	1,52
		725,76	729,80	0,55			254,00	266,43	4,89
		771,12	763,44	0,99			381,00	369,90	2,91
		816,48	819,22	0,33			508,00	506,52	0,29
		PB1VP2 ①	113,40	120,72			6,45	PFB1 ①	635,00
	204,12		180,00	11,82	762,00	753,79	1,08		
	294,84		312,23	5,8	832,00	837,26	0,63		
	408,24		424,61	4,0	127,00	129,63	2,07		
	498,96		502,75	0,76	254,00	246,36	3,00		
	589,68		568,6	3,57	381,00	374,54	1,69		
	680,40		677,22	0,46	508,00	521,96	2,75		
	771,12		787,04	2,10	635,00	642,28	1,15		
	PFB1 ②	839,16	816,13	2,74	PB1VP2 ①	714,00	709,38	0,65	
		907,20	913,00	0,63		832,00	813,88	2,19	
		90,72	90,98	0,28		889,00	904,36	1,73	
		181,44	182,90	0,80		127,00	132,58	4,39	
		272,16	264,36	2,86		254,00	232,85	8,92	
		362,88	369,50	1,82		381,00	396,91	4,17	
		453,60	465,27	2,57		508,00	509,54	0,30	
	PB2VP3 ②	544,32	523,19	3,88	PB2VP3 ①	609,80	635,77	4,26	
		635,01	644,21	1,44		714,00	690,70	3,26	
		90,72	92,96	2,47		812,80	800,50	1,50	
		181,44	177,17	2,35		889,00	868,62	2,29	
		272,16	266,00	2,26		939,80	946,19	0,68	
		362,08	362,98	0,24		990,60	1013,91	2,35	
		453,60	453,89	0,06		127,00	129,55	2,00	
544,32		551,36	1,29	254,00		242,57	4,50		
635,04		639,07	0,63	381,00		391,10	2,65		
725,76		737,75	1,65	508,00		529,58	4,22		
PB3VP3 ③	816,48	793,20	2,85	PFB2 ②	635,00	610,76	3,82		
	861,64	872,41	1,25		736,00	733,35	0,36		
	90,70	89,50	1,32		838,00	883,38	4,44		
	181,44	190,20	4,82		926,00	906,55	2,11		
	272,16	267,43	1,73		1016,00	1051,29	3,47		
	362,88	357,02	1,61		127,00	132,70	4,49		
	430,92	423,98	1,61		254,00	232,37	8,55		
	521,60	519,61	0,38		381,00	395,73	4,85		
	589,58	601,50	2,02		508,00	513,75	1,10		
	680,20	683,44	0,47		604,00	598,00	0,98		
PFB ③	748,20	738,19	1,33	PFB ③	714,00	725,50	1,61		
	816,30	820,90	0,56		812,00	798,57	1,65		
					914,00	919,11	0,56		

Faptul că 94,85% din valorile abaterilor relative sînt mai mici sau egale cu 5% și că cele 5,15% sînt în limite practic acceptabile, ne permite a considera că cele două funcții putere asigură o bună aproximare a valorilor treptelor de încărcare, dintr-o încercare de probă. Aceste constatări justifică folosirea încărcărilor calculate la evaluarea separată a rezistențelor terenului pe suprafața laterală și vîrfului elementului de probă.

Prelucrarea rezultatelor încercărilor de probă din cele două zone experimentale, cu programul PREMAT a permis evaluarea tasării elementului la care se produce mobilizarea integrală a rezistențelor de frecare pe suprafața laterală. În tabelul 2.3 sînt prezentate valorile acestor tasări (s_f), a încărcărilor aferente pe element (P_f) precum și a încărcărilor ce revin vîrfului (P_{v40}) suprafeței laterale (P_{l40}) și suma acestora (P_{40}) pentru o tasare $s = 40$ mm.

tabelul 2.3

zona exp.	nr. ampl.	tipul pilotului	tasare s_f [mm]	încărcare P_f [kN]	încărcare vîrf la $s=40$ mm P_{v40} [kN]	încărcare laterală la $s=40$ mm P_{l40} [kN]	încărcare totală P_{40} [kN]
Baia Verde Timișoara	1	PFB1	17,69	700,63	327,33	476,88	804,22
		PB1VP2	17,30	782,41	391,041	521,654	912,694
		PB2VP3	6,62	622,06	641,78	348,28	990,07
	2	PFB1	11,00	440,58	383,74	240,29	624,043
		PB1VP2	14,43	614,24	351,73	400,29	751,82
		PB2VP3	15,97	735,21	363,72	497,05	860,784
	3	PFB1	26,7	419,43	185,72	275,29	461,01
		PB2VP2	2,56	237,55	690,11	91,77	781,88
		PB2VP3	23,66	688,63	472,05	322,48	795,088
	4	PFB1	40,43	465,75	248,39	215,12	463,525
		PFB2	12,50	279,32	358,23	95,04	453,365
	C. Viziru III Brăila	1	PFB1	10,53	571,19	482,96	328,73
PB1VP2			8,64	598,49	518,91	354,78	873,69
PB2VP3			5,89	566,26	660,82	309,30	970,12
2		PFB1	7,07	734,54	2346,85	84,51	2431,36
		PFB2	2,78	426,36	1179,05	169,99	1349,04
3		PFB	3,29	483,44	583,98	305,70	889,68

Mărimea tasării s_f este funcție de natura straturilor străbătute de element, de fișa acestuia și modul de execuție (fără bulb sau cu bulb realizat prin una sau mai multe operații de vibropresare).

În condițiile stratigrafice specifice celor două zone experimentale din Timișoara și Brăila, valorile tasării s_f variază în intervalul 2,56 - 26,70 mm (considerînd media valorilor pentru piloții

PFB1 și PFB2 din amplasamentul 4 Timișoara, 26,46 mm).

Pentru că tasarea $s = 40$ mm este mult mai mare decât tasarea s_f corespunzătoare mobilizării integrale a frecării laterale, considerarea primei pentru calculul rezistențelor specifice pe vârful și suprafața piloților de probă executați pe loc cu utilaje vibratoare se justifică și din acest punct de vedere.

Cu toate că rezistența pe vîrf poate să nu fie mobilizată integral la tasarea de 40 mm totuși, considerarea ei oferă un mod unitar de evaluare a rezistențelor specifice de calcul pentru categoria piloților executați pe loc prin vibrare. Se apreciază, de asemenea, că definirea capacității portante a pilotului funcție de încărcarea aferentă tasării de 40 mm elimină orice echivoc în definirea încărcării critice conform STAS-ului 2561/2-81.

În situația definirii capacității portante a pilotului pe baza criteriului tasării medii admise de structura de rezistență a construcției (criteriu folosit în SNiP II-17-77 și alte normative străine, ca de exemplu norma de stat cehă 73-1004 "Piloți cu diametru mare") determinarea capacității portante normate din diagrama încărcare-tasare definită matematic se poate face mult mai exact.

În continuare vom exemplifica interpretarea rezultatelor obținute cu programul PREMAT pentru amplasamentele celor două zone experimentale. Deși numărul mic de elemente de probă de același tip și în condiții geotehnice similare nu permite o interpretare statistică a rezultatelor, considerăm că scopul principal este expunerea unei metodici generale de prelucrare și interpretare a rezultatelor încercărilor pe piloți de probă, particularizată piloților executați pe loc cu utilaje vibratoare.

2.4.2.1. Zona "Balta Verde"

A.- Amplasamentul 1

Diagramele încărcare-tasare pentru forțele de rezistență pe vîrf (P_v), suprafață laterală (P_l) și suma (P), ale piloților PFB1, PBLVP2 și PB2VP3 sînt redată în fig.2.10. Cei trei piloți cu fișă de 5,00 m pătrund în stratul portant de nisip mijlociu, care, mediu îndesat, pe 1,60 m, avînd vîrfurile la circa 0,70 m deasupra stratului de argilă plastic vîrtoasă. Din variațiile P_l și P_v (fig.2.10.a,b,c) se observă că în cazul pilotului fără bulb PFB1 și a celui cu bulb, realizat într-o singură operație de vibropresare, PBLVP2 încărcarea datorită frecării pe suprafața laterală este mai mare decât cea trans-

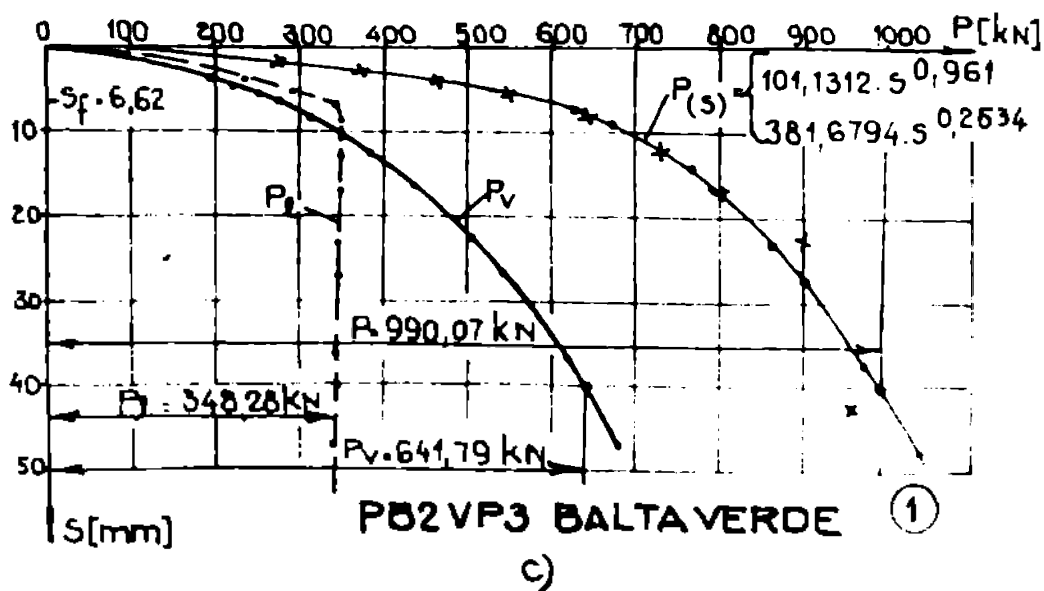
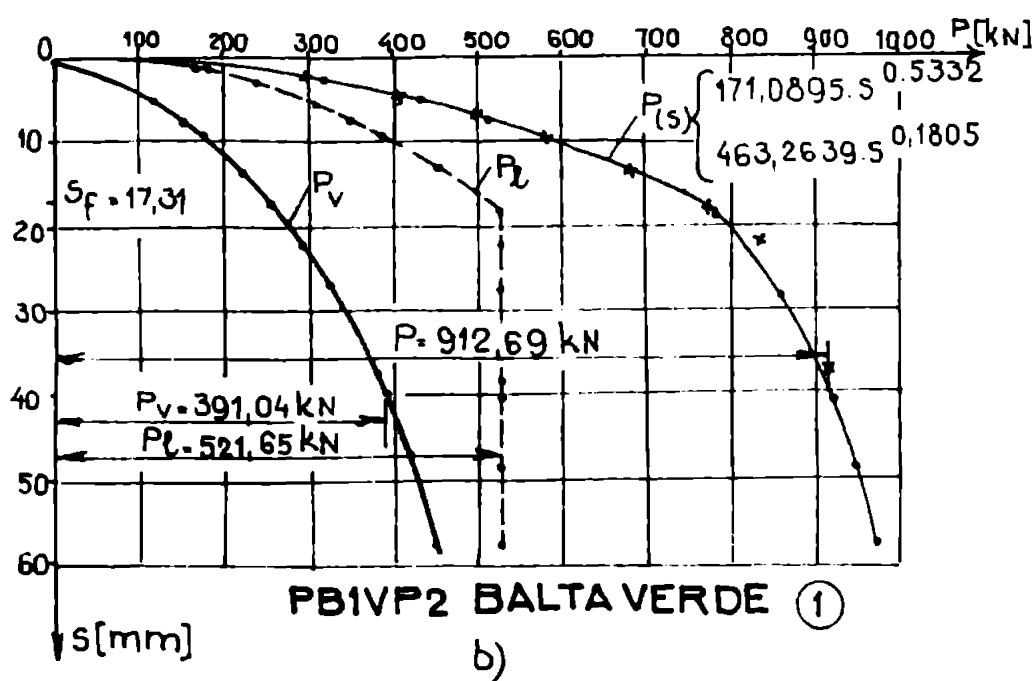
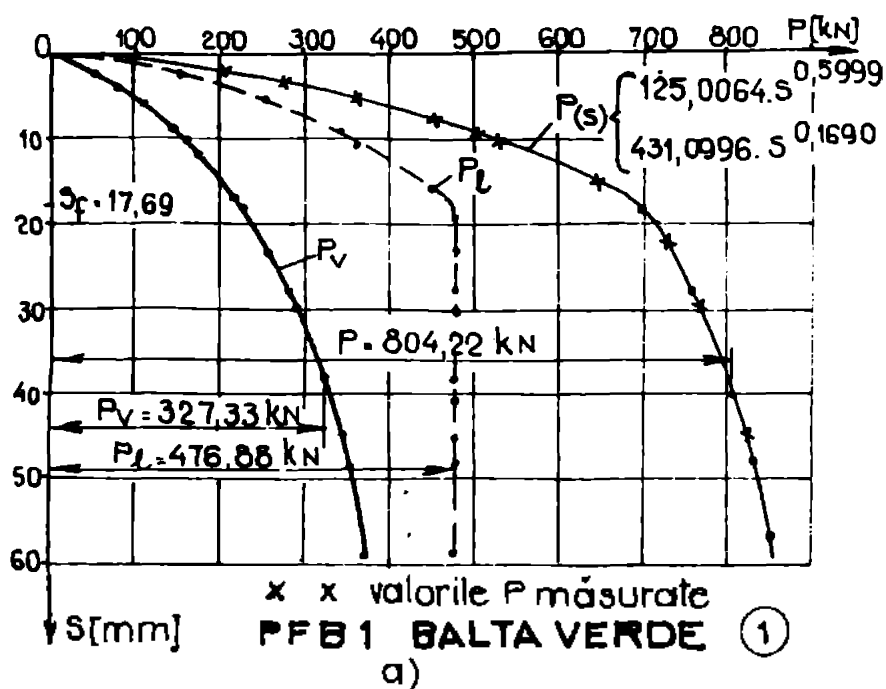


Fig.210.a,b,c.

misă vîrfului, chiar și după tasarea $s = 40$ mm, iar în cazul pilotului realizat cu bulb prin două operații de vibropresare, PB2VP3, încărcarea P_V este mai mare ca P_L începînd chiar de la tasări de 10 mm. Cotele părți procentuale ale încărcării pe vîrf și celei laterale, din P la 40 mm, sînt : pentru pilotul PF B1 (41% și 59%), PB1VP2 (43% și 57%) și PB2VP3 (65% și 35%).

Valorile tasărilor s_f , de 17,69 mm (PF B1) și 17,31 mm (PB1VP2) caracterizează mobilizarea unei părți din frecarea totală la nivelul orizontului argilos, iar valoarea de 6,62 mm (PB2VP3) denotă mobilizarea, în principal, a frecării la nivelul orizontului nisipos. Alura diagramei P_L și P_V pentru pilotul PB1VP2 în raport cu cele ale pilotului PF B1 scoate în evidență efectul de îmbunătățire a caracteristicilor fizico-mecanice, datorită operației suplimentare de vibrare pentru formarea bulbului (care nu modifi-

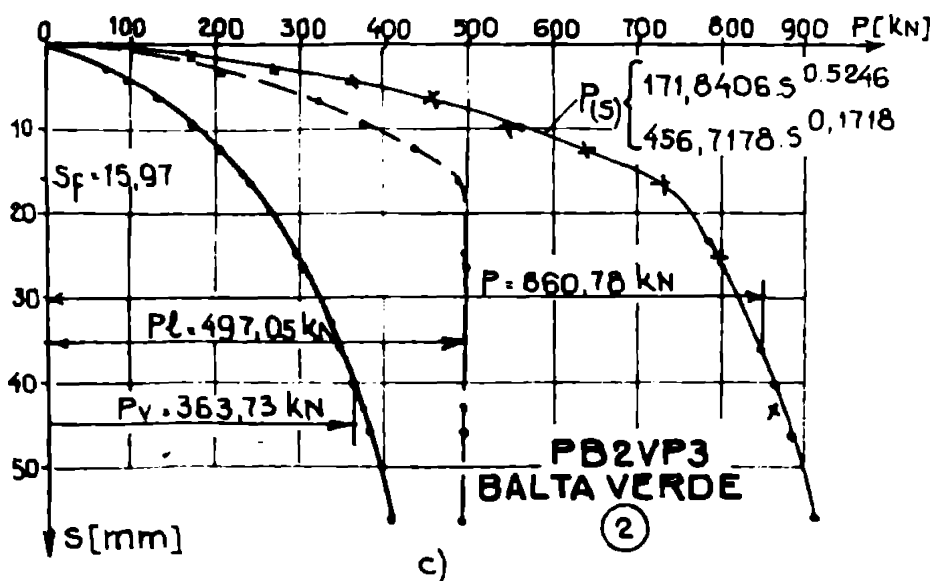
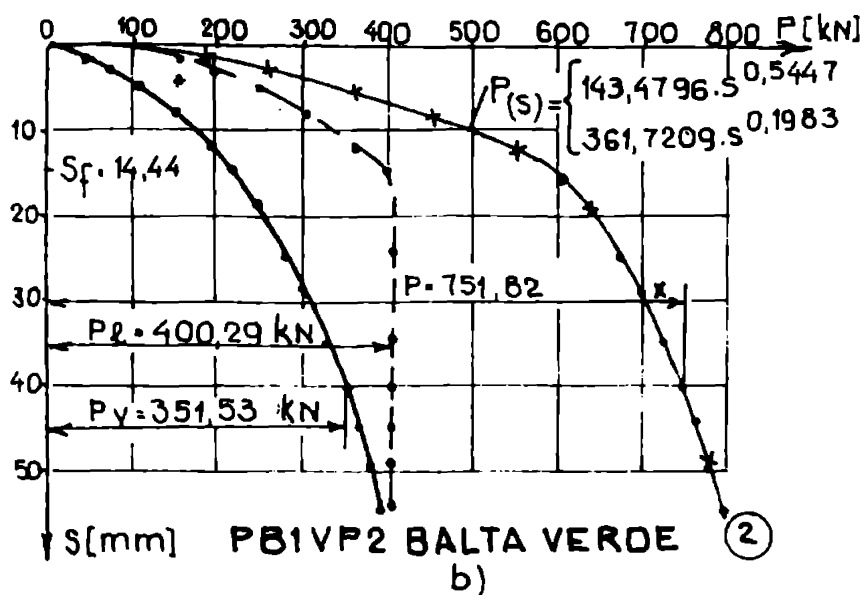
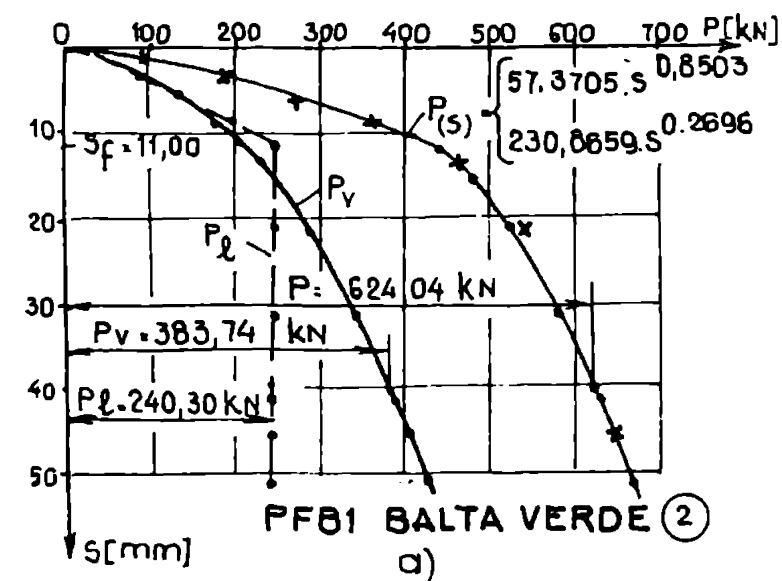


Fig. 2.11.a,b,c.

că esențial rigiditatea pilotului PBLVP2 în raport cu PBl), mai ales a stratului suport nisipos. Creșterea rigidității bazei pilotului PB2VP3 combinată cu îndesarea suplimentară a nisipului determină transferul încărcării, în principal, la nivelul orizontului nisipos. În raport cu valorile încărcărilor pe vîrf și suprafață laterală (la tasarea de 40 mm) ale pilotului PFB1, cele ale pilotului PBLVP2 denotă creșteri cu 20% și respectiv 9%, în cazul pilotului PB2VP3 încărcarea pe vîrf crește cu 96% iar cea de frecare scade cu 27%.

Pentru elementul PFB1 valoarea frecării unitare medii, este de 72,3 kPa iar a efortului unitar pe vîrf de 2363 kPa. Comparativ cu valorile rezistențelor de calcul, după tabele STAS 2561/3-83 ($f_{med}=27,5$ kPa și $p_v=2269$ kPa), diferențele sînt pentru f_{med} de 44,8 kPa (63%) iar pentru p_v de 94 kPa (4%). Rezultă că folosirea valorilor rezistențelor de calcul tabelate în cazul pilotu-

ei executat pe loc prin vibropresare subapreciază rezistențele terenului, în special frecarea pe suprafața laterală. Separarea rezistențelor terenului pe vîrf și suprafața laterală a elementului încercat permite, prin prelucrare statistico-matematică, să fie definiți

coeficienții condițiilor de lucru ai vârfului și suprafeței laterale, în cazul piloților cu bulb, diferențiați funcție de natura terenului și numărul operațiilor de vibropresare.

B.- Amplasamentul 2

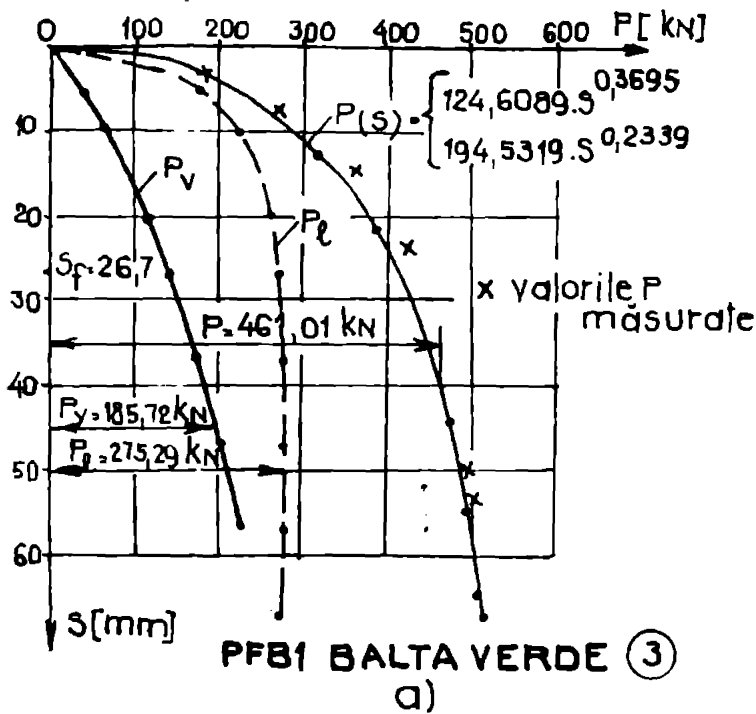
Diagramele încărcare-tasare pentru încărcările P_v , P_l și P , ale piloților PFBI, PB1VP2 și PB2VP3 sînt prezentate în figura 2.11. Piloții cu fișă de 6,20 m pătrund în stratul suport de argilă prăfoasă plastic consistentă pe o lungime de 0,70 m, străpungînd un orizont de nisip mijlociu și mare, îndesat mediu, de grosime 3,80 m. Alura diagramelor de încărcare P_l și P_v denotă o situație inversă celei din amplasamentul 1 și anume o creștere a încărcărilor P_l de la PFBI la PB2VP3. La tasarea de 40 mm cotele procentuale ale încărcărilor P_v și P_l din P sînt: la PFBI (61,5% și 38,5%), la PB1VP2 (47% și 53%), la PB2VP3 (42% și 58%). Creșterea forțelor de frecare pe suprafața laterală a piloților PB1VP2 și PB2VP3 se explică prin efectele de îndesare ale terenului, în special necoeziv, din jurul elementelor, produse de operațiile suplimentare de vibropresare pentru realizarea bulbului. În raport cu încărcarea P_v și P_l a pilotului PFBI (la tasarea de 40 mm) cele pe vîrf scad cu 8,4% la pilotul PB1VP2 și 5,2% la PB2VP3, iar cele pe suprafața laterală cresc, respectiv, cu 66,5% și 206,8%.

Rezultă că în cazul realizării bulbului în stratul suport argilos cînd deasupra lui se găsește unul necoeziv, inițial cu caracteristici de rezistență comparabile (evidențiate și de diagrama integrală a penetrării dinamice cu con, din fig.2.6) transferul la teren al încărcării aplicate se realizează în principal prin suprafața laterală.

Pentru pilotul PFBI valoarea frecării unitare medii este de 29,4 kPa iar a rezistenței unitare pe vîrf 2770 kPa. Deoarece după tabelele STAS $f_m = 37$ kPa și $p_v = 2100$ kPa rezultă o supraevaluare ale lui f_{med} cu 25,8% și o subevaluare a lui p_v cu 24,2%.

C.- Amplasamentul 3

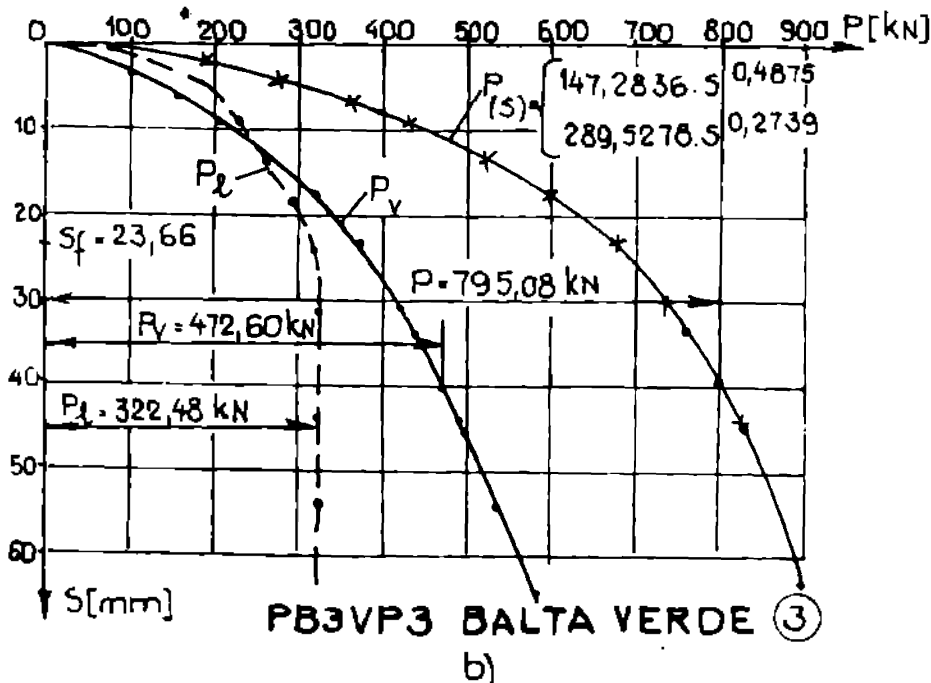
Diagramele de variație pentru încărcările P_v , P_l și P ale pilotului PFBI sînt prezentate în figura 2.12.a, iar pentru pilotul PB3VP3 în fig.2.12.b. Primul pilot pătrunde în stratul de argilă prăfoasă plastic consistentă, 0,60 m, iar al doilea 1,50 m. Dacă în cazul pilotului PFBI încărcarea laterală, la $s = 40$ mm, este 60% din cea totală, realizarea bulbului prin trei operații de vibropresare determină o creștere a rezistenței pe vîrf a pilotului PB3VP3 cu 254%



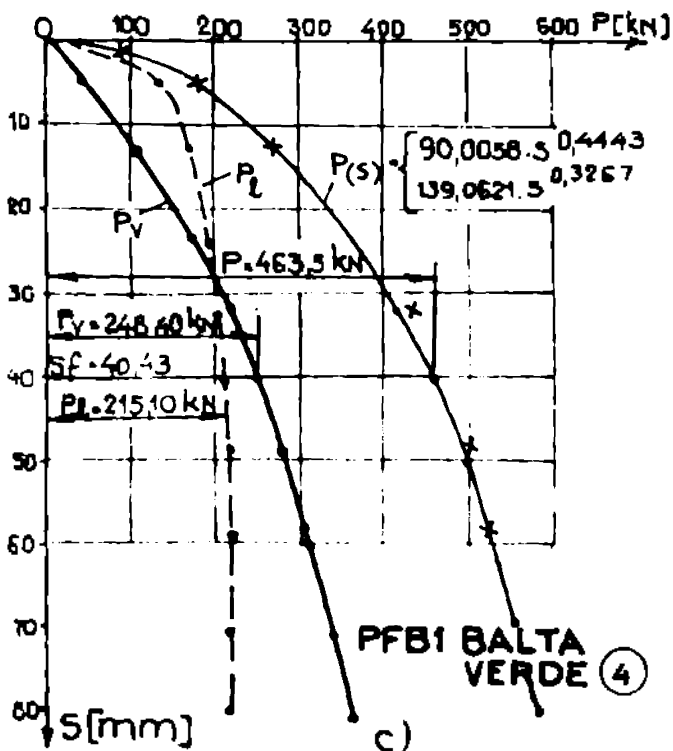
față de cea omoloagă a pilotului PFB1; aceasta explicată și printr-o adâncime mai mare de 2,5 ori în stratul suport.

Rezistența pe suprafața laterală a pilotului PFB1 este $f_{med} = 43,4$ kPa; iar a pilotului PB3VP3 de 60,67 kPa. Rezistența p_v în cazul pilotului PFB1 este de 1340 kPa, mai mare cu 23% decât valoarea tabelată în STAS 2561/3-83 (1087 kPa pentru argila prăfoasă cu $I_c = 0,6$).

D.- Amplasamentul 4



Vîrfurile piloților PFB1 și PFB2 (fig.2.7) se consideră introdus pe 0,60 m în nisipul prăfos mediu îndesat. Intrucît la nivelul existent al datelor experimentale, din prelucrarea matematică rezultă o tasare $s_f = 40,43$ mm, pentru PFB1 și de 12,50 mm, pentru PFB2 se consideră că prelucrarea



rezultatelor pentru încă o încercare de probă ar fi putut fi edificatoare asupra valorii s_f . Diagramele încărcare-tasare ale pilotului PFB1 sînt cele din fig.2.12.c. Pentru acest pilot rezultă că încărcarea pe vîrf, la $s = 40$ mm, reprezintă 54% din cea totală (463 kN), iar cea pe suprafața laterală 46%.

Încărcarea totală a pilotului PFB2, la tasarea de 40 mm, este 453 kN. Pentru media încărcărilor pe vîrf și suprafața laterală se ob-

ține $f_{med} = 26$ kPa și $p_v = 2198$ kPa Comparînd rezistența p_v obținută cu cea tabelată în STAS (pentru nisipul prăfos $p_v = 865$ kPa), rezultă că prima, este mai mare de 2,5 ori.

E.- Calculul capacităților portante

În determinarea capacității portante de calcul a piloților de probă executați pe loc prin vibropresare, se propune folosirea valorilor normate limită P_{40} , aferente tasării de 40 mm și stabilite prin

Tabelul 2.4.

AMPLASAMENT	TIP PILOT	CAP. PORT. CALCULATE (kN)		$\frac{ R-R^* }{R}$ [%]
		$R = 0,7 \cdot I \cdot P_{cr}$ STAS 2561/3-83	$R^* = 0,7 \cdot I \cdot P_{40}$ PROPUSA	
1	PFB1	540,00	563,00	4,25
	PB1VP2	587,41	639,00	8,78
	PB2VP3	635,00	693,00	9,13
2	PFB1	381,02	436,88	14,64
	PB1VP2	508,03	526,27	3,6
	PB2VP3	571,53	602,55	5,42
3	PFB1	302,00	322,71	6,85
	PB2VP2	510,00	547,31	7,31
	PB3VP3	525,74	556,56	6,26
4	PFB1	301,64	324,46	7,56
	PFB2	301,64	317,35	5,21

programul PREMAT. Atunci cînd nu este posibil un calcul bazat pe criteriile statistice, capacitatea portantă de calcul se obține înmulțind valoarea normată P_{40} cu coeficientul de omogenitate k egal cu 0,7 și cel al condițiilor de lucru, m egal cu 1. În tabelul 2.4 sînt prezentate valorile capacităților portante

de calcul conform STAS-ului 2561/3-83 (R) și propunerii autorului R^* precum și diferențele relative $|R-R^*|/R$, în procente. Din tabelul 2.4 rezultă că diferențele relative sînt frecvent sub 10% (în cazul pilotului PFB1, din amplasamentul 2, valoarea este 14,64%).

2.4.2.2. Zona "Viziru III"

A.- Amplasamentul 1

Piloții PFB1, PB1VP2 și PB2VP3 pătrund cu vîrfurile în stratul de nisip argilos pe 1,30 m. Diagramele încărcărilor P_q , P_v și P sînt prezentate în fig.2.13. Din alura diagramelor P_v și P_q rezultă că PB2VP3 are un mai accentuat comportament mixt în ceea ce privește transferul de încărcare prin vîrf și suprafața laterală decît ceilalți doi piloți. La tasarea de 40 mm, cota parte din încărcarea pe

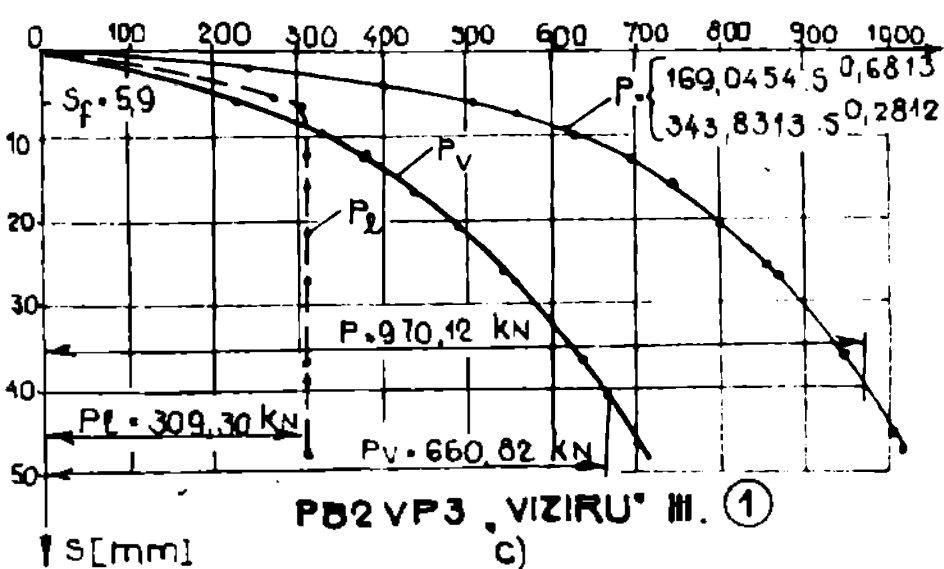
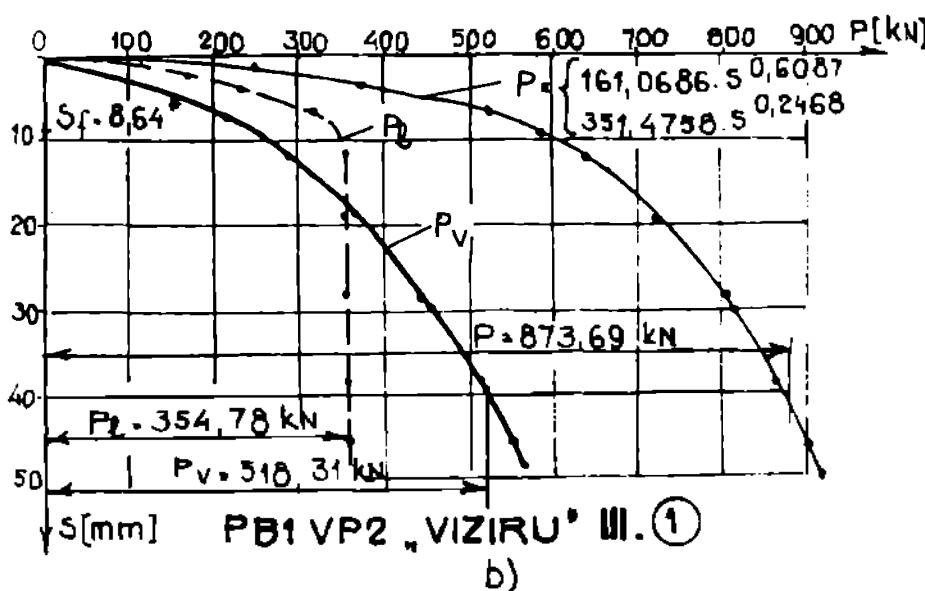
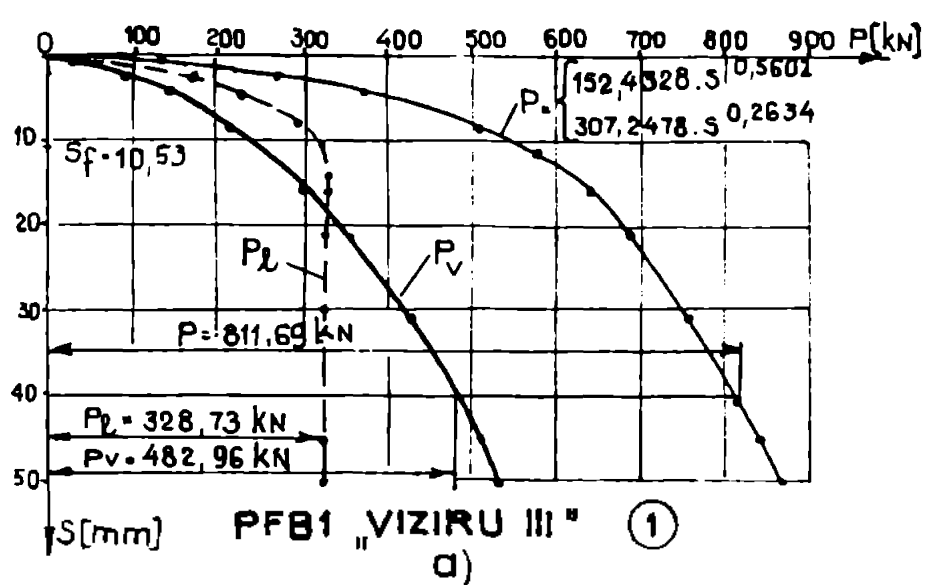


Fig. 2.13.a,b,c.

nisip argilos (2,0 m) sub care se găsește nisipul mijlociu îndesat; sub efectul vibrațiilor repetate capacitatea portantă a acestor este îmbunătățită.

suprafața laterală și vîrf din cea totală este de : 40,5% și 59,5%, la PFBI; 41% și 59%, la PB1VP2; 32% și 63% la PB2VP3.

În raport cu PFBI, pilotul PB1VP2 prezintă creșteri ale încărcărilor P_{L40} cu 3% și P_{V40} cu 7,4%, iar PB2VP3 o reducere a forței de frecare, P_{L40} , cu 6% și o creștere a celei pe vîrf, P_{V40} cu 37%.

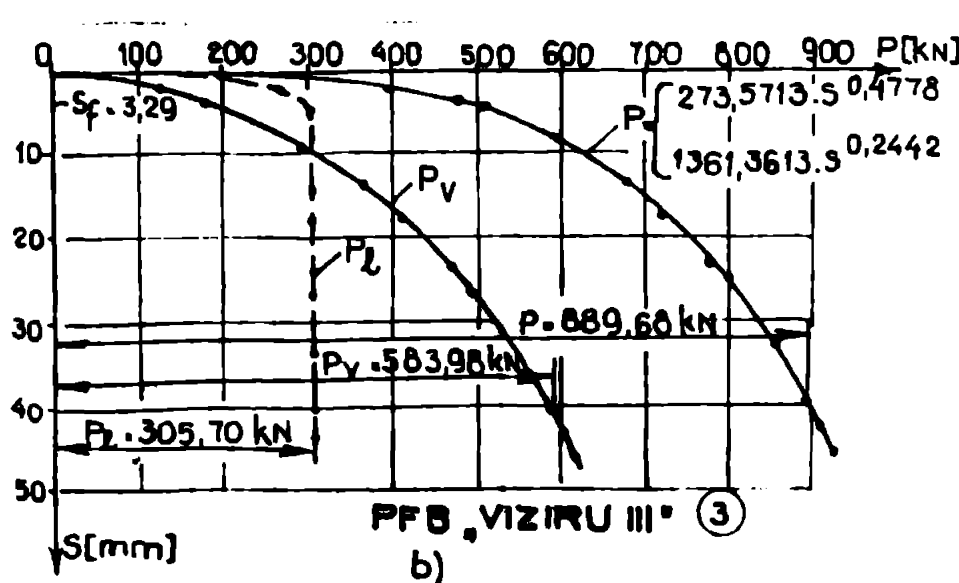
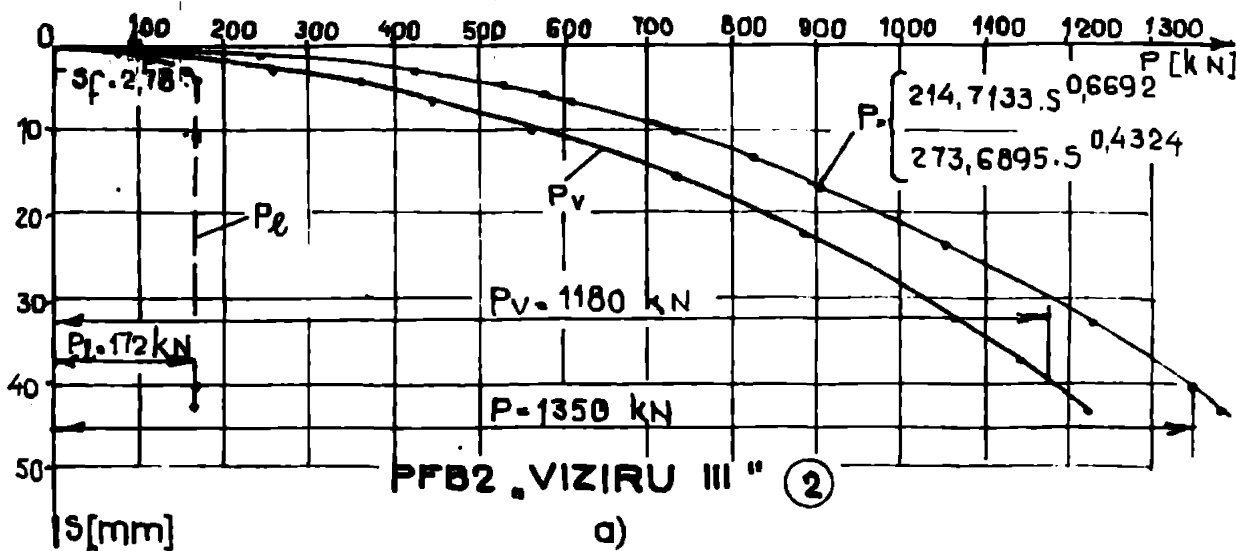
Pilotul PFBI prezintă o rezistență specifică medie de frecare $f_{med} = 37,75$ kPa și pe vîrf $p_v = 3486$ kPa. Cu considerarea rezistențelor de calcul (pentru praful argilos loessoid $I_c = 0,5$ și pentru nisipul argilos $I_c = 0,7$) tabelate în STAS rezultă $f_{med} = 31$ kPa și $p_v = 3068$ kPa; mai mici cu 18% și respectiv 12%. Faptul că la țasarea de 40 mm toți piloții au încărcarea pe vîrf mai mare decît cea pe suprafața laterală este explicat de grosimea relativ mică a stratului de nisip

B.- Amplasamentul 2

După cum rezultă și din diagrama integrală a penetrării dinamice cu con (fig.2.9) nisipul argilos, în care piloții PFB1 și PFB2 pătrund 1,50 m, prezintă o consistență relativ mare pe circa 1,00 m. Transferul încărcării, în mod substanțial stratului de la baza piloților, este reflectat atât de diagramele încărcare-tasare din fig. 2.9 cât și de variațiile încărcărilor pilotului PFB2 din fig.2.14.a, din care rezultă că practic pilotul poate fi considerat purtător pe vîrf. La tasarea de 40 mm încărcarea pe suprafața laterală este 12% din cea totală, iar pe vîrf 88%.

C.- Amplasamentul 3

Diagramele de încărcare-tasare pentru pilotul PFB sînt pre-



zentate în fig.2.14.b. Faptul că pe o porțiune mai mare din fișa pilotului praful argilor loessoid are o consistență mai ridicată și că vîrfurile pătrunde pe circa 2,0 m în nisipul argilos determină un comportament mixt al pilotului în ceea ce privește transferul încărcării la teren. In-

Fig.2.14.a,b.

cărcarea pe suprafața laterală reprezintă 34% din cea totală, la tasarea de 40 mm, iar cea pe vîrf 66%. Rezistența medie de frecare f_{med}

33,58 kPa, iar cea pe vîrf este $p_v = 4215$ kPa. În raport cu valorile medii calculate după tabelele STAS-ului ($f_{med} = 23,32$ kPa și $p_v = 3433$ kPa) rezultă că cele din prelucrare sînt de 1,4 și respectiv 1,23 ori mai mari.

D.- Calculul capacităților portante

Tabelul 2.5.

AM-PLA-SA-MENT	TIP PILOT	CAP. PORT. CALCULATE (kN)		$\frac{R-R^*}{R}$ %
		$R=0,7 \cdot 1 \cdot P_{cr}$ STAS 2561/3-83	$R=0,7 \cdot 1 \cdot P_{40}$ PROPUSA	
1	PFB1	533,40	568,18	6,5
	PB1VP2	582,40	611,58	5,01
	PB2VP3	657,00	679,08	3,36
2	PFB1	658,00	-	-
	PFB2	648,20	-	-
3	PFB	568,40	622,77	9,56

În tabelul 2.5 sînt prezentate valorile capacităților portante de calcul conform STAS-ului 2561/3-83 (R) și propunerii autorului (R^*). de asemenea, diferențele relative procentuale față de R.

Relativ la informațiile existente pentru cei doi piloți fără bulb din amplasamentul 2 se apreciază că aparțin categoriei piloților purtători pe vîrf. Pentru ceilalți piloți diferențele relative sînt mai mici de 10%.

E.- Aproximarea valorilor rezistențelor de frecare, f ale straturilor străpunse de piloți (praf argilos loessoid, $I_c = 0,5$ și nisip argilos, $I_c = 0,7$)

Dat fiind numărul redus de rezultate experimentale pe același tip de pilot, valorile obținute din prelucrarea prezentată în paragraful 2.3.4 au un caracter - mai ales - exemplificativ al modului de aplicare a procedurii matematice propus. Deoarece sînt două straturi diferite în cuprinsul fișei piloților numărul minim necesar de rezultate experimentale ce intră în prelucrare este 3. Vom considera forțele de frecare pe suprafața laterală a piloților de tip fără bulb din cele trei amplasamente (în studiul de problemă preconizat vom include, din lipsa altor informații pentru amplasamentul 2, pilotul PFB2). Considerăm adîncimea de referință $h_0 = 5,0$ m și necunoscutele f_{01} , f_{02} ce semnifică : rezistența specifică de frecare în stratul de praf argilos loessoid, la $h_0 = 5,0$ m și respectiv, la aceeași cotă, cea a stratului de nisip argilos.

Folosind ca unitate de măsură pentru lungimi - metrul, kilo-

newtonul pentru forțe și măsurînd adîncimile medii ale straturilor față de suprafața liberă a terenului natural, vectorii mărimilor determinate (cu utilizarea relațiilor (2.9) și (2.10) sînt :

$$\alpha_1 = \begin{pmatrix} 6,8750 \\ 7,1137 \\ 6,4130 \end{pmatrix} ; \quad \alpha_2 = \begin{pmatrix} 1,9492 \\ 2,3428 \\ 3,0708 \end{pmatrix} ; \quad P_e = \begin{pmatrix} 329 \\ 170 \\ 306 \end{pmatrix} \quad (2.16)$$

Produsele scalare :

$$\begin{aligned} (\alpha_1, \alpha_1) &= 138,9969 ; & (\alpha_2, \alpha_2) &= 18,7175 ; & (\alpha_1, \alpha_2) &= 49,7593 ; \\ (P_e, \alpha_1) &= 5433,5820 ; & (P_e, \alpha_2) &= 1979,2103 \end{aligned} \quad (2.17)$$

Din rezolvarea sistemului de ecuații normale (2.15) se obține

Tabelul 2.6.

Adîncimea medie a stratului	Valori f (kPa)			
	I _c = 0,7		I _c = 0,5	
	Tabelul 7 STAS 2561/3-83	Calculat	Tabelul 7 STAS 2561/3-83	Calculat
1	23	14	12	9
2	30	24	17	16
3	35	32	20	21
4	38	36	22	25
5	40	38	24	26
6		39		26
7	43	41	25	28
8		44		30
9		47		32
10	46	50	26	34
15	51	57	28	46

$$f_{01} = 25,61 \text{ kPa} \text{ și } f_{02} = 37,66 \text{ kPa.}$$

Folosind expresiile (2.9) și (2.10), în tabelul 2.6 sînt prezentate variațiile rezistențelor f pentru praful argilos loessoid, cu I_c = 0,5 și nisipul argilos, cu I_c = 0,7. Pentru comparare sînt prezentate și valorile f din tabelul 7 a STAS-ului 2561/3-83. Din echivalența aproximativă a valorilor, f, calculate după procedeul propus (paragraful 2.3.4)

și cele din tabelul 7 al STAS-ului, se poate conchide asupra oportunității folosirii practice a procedeului.

F.- Exemplu de stabilire a variațiilor valorilor medii calculate, p_v pe adîncimea unui strat omogen

Exemplificarea se face pentru piloții fără bulb, din amplasamentele 1 și 3 ale zonei Visiru III Brăila, deoarece piloții din amplasamentul 2 au un comportament specific celor purtători pe vîrf. Media valorilor rezistențelor pe vîrf pentru piloții PFB1 din amplasamentul 1 (P_{v40} = 483 kN) și PFB din amplasamentul 3 (P_{v40} = 584 kN)

este $P_{v40} = 533,5$ kN, corespunzătoare unei pătrunderi medii a piloților, în stratul de nisip argilos plastic consistent ($I_c = 0,7$) de 1,65 m. Pentru adâncimea medie de înfigere de 8,65 m rezultă un efort unitar mediu pe vîrf de 3850 kPa. Într-o primă aproximație variația

Tabelul 2.7.

Adîncimea de înfigere (m)	Valori p_v (kPa) pentru $I_c = 0,7$	
	Tabelul 6 STAS 2561/3-83	Medie calculată
3,00	2000	2400
4,00	2500	2940
5,00	2800	3240
7,00	3300	3740
8,65	3410	3850
10,00	3500	3940
12,00	3700	4140

pe adîncimea de la 3,0 - 12,00 m (fișa maximă a piloților executați pe loc prin vibropresare) a valorii medii p_v , din cuprinsul stratului de nisip argilos, se consideră ca cea a valorilor p_v din tabelul 6 a STAS-ului 2561/3-83 (pentru pămîntul de aceeași consistență. În tabelul 2.7 se prezintă valorile p_v din STAS și cele corespunzătoare valorii medii calculate ($p_{v40} = 3850$ kPa).

Pentru compararea capacității portante normată limită calculată

cu valorile p_v și f din STAS 2561/3-83 și cea cu valorile calculate p_v , f (tabelele 2.6 și 2.7) se efectuează calculul pentru pilotul PFB din amplasamentul 3, cu vîrfurile la cota -9,0 m :

- cu valori tabelate STAS :

$$P_{lim} = 3433 \cdot \frac{\pi \cdot 0,42^2}{4} + 21 \cdot 4,9 \cdot \pi \cdot 0,42 + 44 \cdot 2,0 \cdot \pi \cdot 0,42 = 727,5 \text{ kN}$$

- cu valori p_v și f calculate (tabelul 2.6 și 2.7) :

$$P_{lim} = 3873 \cdot \frac{\pi \cdot 0,42^2}{4} + 23 \cdot 4,9 \cdot \pi \cdot 0,42 + 44 \cdot 2,0 \cdot \pi \cdot 0,42 = 801,4 \text{ kN}$$

Cu toate că la numărul redus de încercări (prelucrate la punctele E și F) comparația este mai ales calitativă, se constată că abaterea relativă a valorilor mai sus calculate față de încărcarea limită a pilotului PFB, $P_{40} = 889,68$ kN, este de 18,23% pentru valorile tabelate în STAS și 9,92% pentru valorile p_v și f calculate după metoda propusă.

În concluzie, se consideră că prin prelucrarea rezultatelor încercărilor de probă (pe același tip de element și în condițiile unei zonări geotehnice) cu programul PREMAT și procedul din paragraful 2.3.4 este posibilă determinarea mai reală condițiilor geotehnice, a rezistențelor de frecare laterală, f

Cum pentru criteriul de deformație adoptat în definirea capa-

capacității portante a pilotului ($s = 40$ mm la piloții executați pe loc prin vibropresare) din aplicarea programului de calcul se obține cota parte din încărcarea pe vîrf P_v , prin împărțirea acesteia la aria secțiunii transversale a bazei se obține efortul unitar, p_v . Dacă pentru media valorilor p_v , din cuprinsul stratului omogen, se adoptă o variație pe adîncime, analogă valorilor din tabelul 6 a STAS-ului 2561/3-83, atunci, cu valorile p_v și f tabelate (specifice zonei geotehnice) este posibil calculul capacității portante a piloților în condiții mai apropiate realității geotehnice. Un asemenea mod de evaluare a capacității portante contribuie la stabilirea unei soluții mai raționale, pentru sistemul de fundare indirectă.

CAP. 3.- CONTRIBUTII LA DETERMINAREA CAPACITATII PORTANTE PRIN METODE VIBRODINAMICE SI TEORETICE DE CALCUL

3.1. PARTICULARITATI SPECIFICE PROCESULUI DE INFIGERE PRIN VIBRARE

Infigerea prin vibrare constă în pătrunderea forțată a unui element rigid în pămînt, sub acțiunea forțelor statice și a celor variabile după o lege cunoscută. În cazurile cînd pămînturile își modifică în mod esențial proprietățile sub acțiunea vibrațiilor, pămînturi saturate, se poate obține nu numai o reducere a forțelor statice de înfigere ci și a energiei consumate pentru înfigere [3], [57], [107]. Rezistența pămîntului, la înfigere, se compune din cea frontală, manifestată pe vîrfurile elementului și cea laterală, care acționează pe suprafața laterală a acestuia. Prin vibrarea elementului rezistența terenului se micșorează într-un grad sau altul funcție de condițiile de teren și regimul de vibrare. Astfel, forțele dinamice ale rezistenței laterale a pămîntului se reduc în comparație cu cele statice de 2-10 ori [57], [79], [81], rezistențele dinamice frontale ale pămînturilor cu umiditate redusă sînt practic egale cu cele statice, iar în cele saturate se reduc de circa 2 ori [57]. La înfigerea în pămînturi aproape saturate iau naștere sub vîrfurile elementului presiuni hidrodinamice variabile care conduc la distrugerea legăturilor între particule și apoi la lichefierea acestora; în acest caz, rezistența se reduce atît pe suprafața laterală cît și pe cea frontală. Pentru înfigerea elementelor în pămînturi îndesate

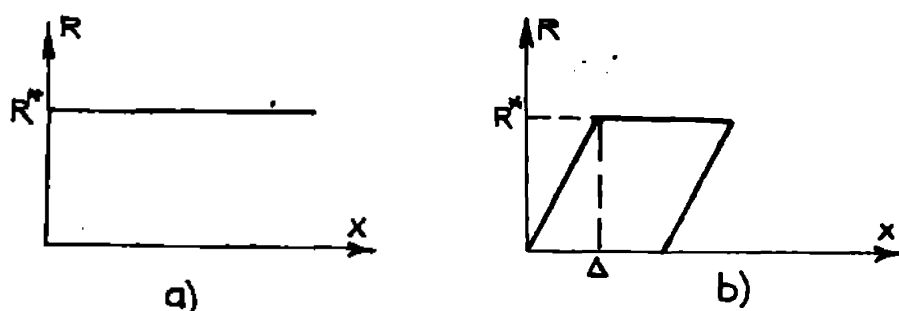
cu umiditate redusă se recomandă folosirea vibropercutoarelor [57], [107].

Lungimea elementului nu trebuie să fie mai mare de 0,25 lungimea undei elastice induse în el [57]; la depășirea acestei limite apar deformații elastice însemnate ale elementului, ce măresc consumul energetic, determinând atenuarea procesului de înfigere sau chiar oprirea lui. În cercetările teoretice ale procesului de înfigere prin vibrare a elementelor în pământ se folosesc diferite modele de calcul ale interacțiunii elementului cu terenul, bazate pe constatări experimentale. Dacă amplitudinea oscilației elementului este mai mică decât limita deformației elastice a pământului, atunci elementul oscilează împreună cu terenul din jur și nu are loc înfigerea; cu mărirea amplitudinii oscilației elementul se detașează de pământ. La detașarea completă de teren amplitudinea oscilației elementului depășește amplitudinea de vibrare a terenului învecinat și deformațiile terenului, la înfigerea elementului, devin plastice. Rezistența vâscoasă, care apare la detașarea elementului de terenul din jur, depinde de viteza oscilațiilor și are un pronunțat caracter neliniar.

În studiile teoretice [57], [78], sînt folosite cel mai frecvent două scheme de calcul ale mecanismului rezistenței pământului, care își găsesc corespondentul și în datele experimentale pentru o gamă relativ mare de pămînturi.

a) Schema mecanismului perfect plastic în care se consideră că între suprafața laterală a elementului și pământ acționează forțe de frecare uscată; în acest model rezistența dinamică frontală a pământului este cea aferentă unui dop fără greutate, a cărui deplasare este posibilă dacă forța aplicată depășește frecarea coulombiană dintre teren și suprafața laterală a dopului; înfigerea elementului are loc dacă suma forțelor aplicate pe el depășesc rezistența pământului, pe suprafețele laterală și frontală, considerată constantă într-un ciclu de înfigere; dependența între rezistența dinamică a pământului R și pătrunderea x a elementului corespunde fig.3.1.a.

b) Schema mecanismului combinat, constînd din modelul perfect plastic al rezistenței pământului pe suprafața laterală și cel perfect elasto-plastic pe suprafața frontală. În modelul perfect elasto-plastic dependența între rezistența dinamică frontală și tasarea elementului poate fi reprezentată în forma diagramei Prandtl (fig.3.1.b); modelul perfect elasto-plastic al rezistenței dinamice frontale se deosebește de cel plastic prin prezența unui arc ideal, fără disipare de energie, ce modelează proprietățile elastice ale pământului, așe-



a) - pentru modelul perfect plastic al rezistenței pământului
 b) - pentru modelul perfect elasto-plastic al rezistenței frontale a pământului.

Fig. 3.1.

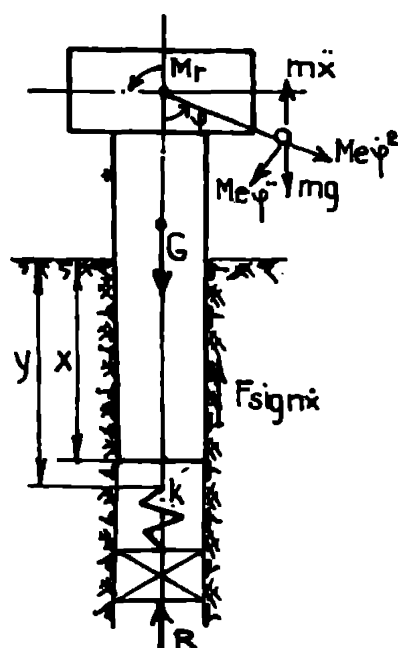


Fig. 3.2.

a mecanismului de rezistență a pământului este prezentată în fig. 3.2. Corespunzător acestei scheme modelul matematic are forma :

$$\begin{aligned} J_0 \ddot{\psi} &= M_r - M_e \cdot g \cdot \sin \psi + M_e \ddot{x} \sin \psi \\ M \ddot{x} &= G - F \operatorname{sign} \dot{x} - R + M_e \dot{\psi}^2 \cos \psi + M_e \ddot{\psi} \sin \psi \end{aligned} \quad (3.1)$$

unde : x -distanța de la suprafața terenului pînă la vîrfurile elementului, considerată cu sensul în jos ; M și G - masa și greutatea proprie a ansamblului vibrator ; M_e - suma momentelor statice a excentricilor vibratorului ; ψ - unghiul de rotație a excentricilor ; J_0 - momentul de inerție polar față de axul cu excentrici ; M_r - momentul de rotație redus în axul vibratorului ; F - rezistența dinamică a pământului pe suprafața laterală ; g - accelerația gravitațională.

$$\operatorname{sign} \dot{x} = \begin{cases} +1 & \text{pentru } \dot{x} > 0 \\ 0 & \text{" } \dot{x} = 0 \\ -1 & \text{" } \dot{x} < 0 \end{cases} \quad (3.2)$$

zat între vîrfurile elementului și dopul fără greutate. În acest model deplasarea dopului, adică deformarea plastică a pământului, este posibilă numai atunci cînd reacțiunea arcului depășește rezistența dinamică frontală a pământului.

În afara celor două modele de bază în unele cercetări se folosesc și modele mai complexe ale mecanismului rezistenței pământului [3], [106] : elasto-plastic pe suprafețele laterală și frontală ; elasto-vîscos-plastic, cu considerarea unei mase asociate de pământ și altele.

Pentru descrierea matematică a proceselor de înfigere prin vibrare și determinarea soluțiilor periodice se folosesc, în principal, metodele : balanței armonice, parametrului, aproximațiilor succesive.

Schema de calcul [57] a înfigerii prin vibrare a elementului folosind modelul combinat

Rezistența dinamică a pământului pe suprafața frontală este :

$$R = \begin{cases} k_p (x-y) & \text{pentru } 0 < x - y < \Delta \\ R^{\bar{x}} & \text{" } x - y > \Delta = \frac{R}{k_p} \\ 0 & \text{" } x - y < 0 \end{cases} \quad (3.3)$$

unde : k_p - constanta elastică a pământului; y - ordonata poziției neutre a pilotului pentru care $R = 0$; Δ - deplasarea corespunzătoare trecerii de la deformații elastice la cele plastice.

Majoritatea cercetărilor de analiză dinamică a înfigerii prin vibrație efectuate în URSS [57] au la bază schema de calcul prezentată în fig.3.2 (pentru calculul consumului energetic, determinarea solicitărilor în piesele vibratorului ș.a.).

În calculul parametrilor de bază ai înfigerii forța perturbatoare se consideră variabilă după o lege sinusoidală.

În ipoteza rezistenței pur plastice înfigerea prin vibrație poate fi descrisă de ecuația (3.4), cu viteza unghiulară considerată constantă ($\omega = ct$) :

$$M\ddot{x} = G - F \operatorname{sign} \dot{x} - R - M_0 \omega^2 \sin \omega t \quad (3.4)$$

cu :

$$R = \begin{cases} 0 & \text{pentru } x - y < 0 \\ R^{\bar{x}} & \text{" } x - y > 0 \end{cases} \quad (3.5)$$

3.2. METODE DE VIBRODINAMICE

3.2.1. Unele observații critice asupra relațiilor din literatura de specialitate

Așa cum rezultă din capitolul 1 al lucrării, studii teoretice și experimentale privind încercarea vibrodinamică a elementelor de fundare indirectă au fost efectuate, mai ales în URSS [40],[41],[48]; relația (1.77) stabilită pentru elemente prismatice și cilindrice este prezentă ca expresie și în unele lucrări de specialitate din țară [83],[97]. Pentru evidențierea modelului fizico-matematic folosit în rezolvare, precum și unele neajunsuri ale relației, vom examina - mai întâi - unele aspecte ale deducerii ei.

3.2.1.1. Pentru elemente prismatice și cilindrice

Interacțiunea sistemului oscilant (vibrator-element) cu terenul din jur are la bază o schemă simplificată de calcul (fig.3.3.a) în care rezistențele dinamice ale pământului sînt reprezentate prin

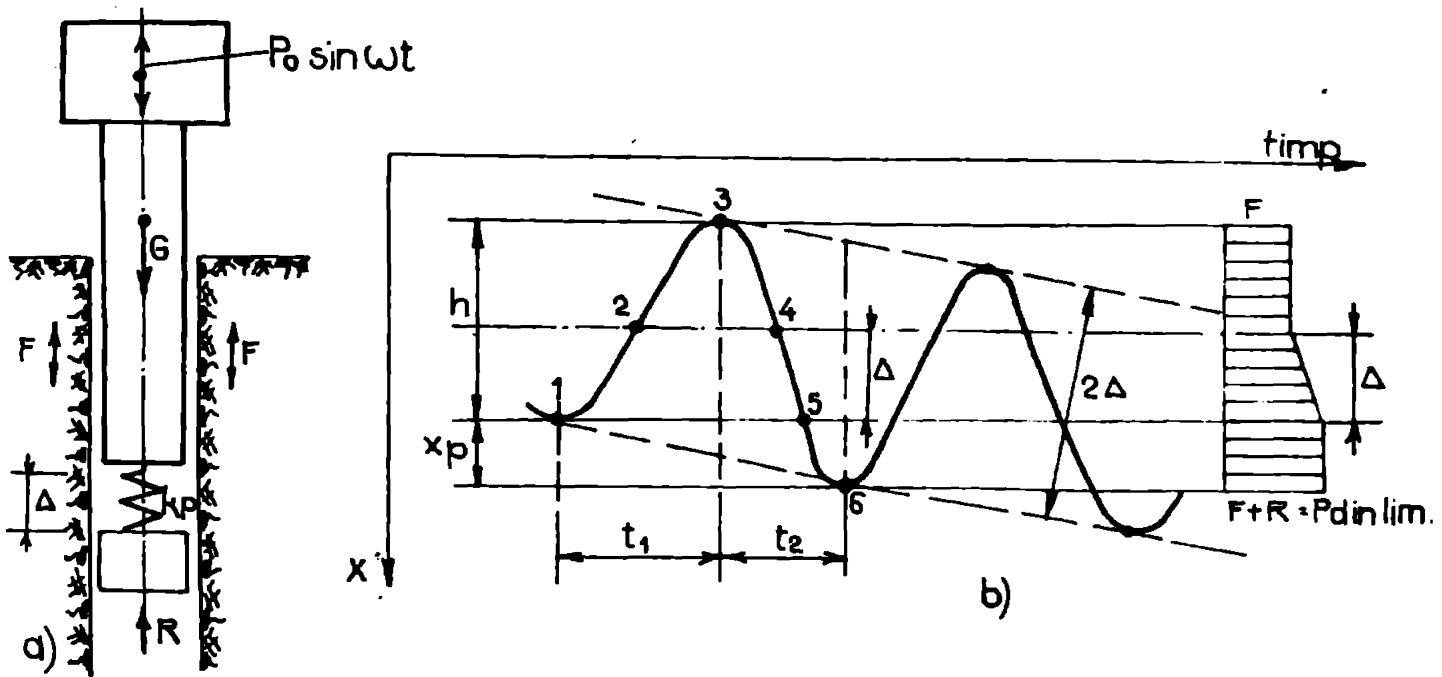


Fig.3.3.

forța de frecare uscată, F , ce acționează pe suprafața laterală a acestuia și forța pe vîrf, R , corespunzătoare unui model elasto-plastic, fig.1.3.b, [40].

Graficul mișcării elementului fixat de vibrator precum și epura forțelor de reacțiune a pămîntului sînt prezentate în figura 3.3.b.

Graficul mișcării evidențiază posibilitatea desprinderii vîrfului elementului de teren pe sectorul 2, 3, 4 (fig.3.3.b) în cursul fiecărei semiperioade. Pentru mișcarea elementului pe sectorul 3, 4, 5, 6, din egalarea lucrului mecanic al forțelor active cu cel al forțelor rezistente se obține :

$$(G-F)(h+x_p) + L - R\left(\frac{\Delta}{2} + x_p\right) = 0 \quad (3.6)$$

unde : G - greutatea ansamblului vibrator-element; $h = 2A$ (pentru viteze mici de pătrundere); A - amplitudinea oscilațiilor elementului; x_p - deformația plastică a pămîntului (respectiv pătrunderea elementului într-o perioadă a oscilației); L - lucrul mecanic al forței perturbatoare a vibratorului (pentru deplasarea pe sectorul 3, 4, 5, 6); Δ - deformația elastică limită a pămîntului.

Pentru viteză de pătrundere mică se fac următoarele ipoteze privind cei trei termeni ai expresiei (3.6) :

- în primul termen : $x_p = 0$ și $h = 2A$;
- termenul al doilea : se exprimă L prin valoarea puterii medii, N , consumată de motorul electric al vibratorului, considerînd durata ridicării (t_1) pe sectorul 1, 2, 3, egală cu cea a coborîrii (t_2) pe sectorul 3, 4, 5, 6 :

$$L = \frac{60 N}{2n} = \frac{30 N}{n} \quad (3.7)$$

în care : n - turația excentricilor vibratorului (rot/min);
- în termenul al treilea :

$$\frac{\Delta}{2} + x_p = \alpha A \quad (3.8)$$

cu $0 < \alpha < 1$ (considerîndu-se că pentru $v > 0$ trebuie îndeplinită condiția $A > \Delta/2$).

Cu aceste ipoteze , expresia (3.6) se scrie sub forma :

$$\frac{15 N}{An} + G = F + \frac{\alpha}{2} R \quad (3.9)$$

Valoarea $F + \frac{\alpha}{2} R$ (3.9) poate prezenta diferite fracțiuni din rezistența dinamică limită $P_{din.lim}$ (fig.3.3.b).

Notîndu-se aceste fracțiuni cu β , relația (3.9) devine :

$$P_{din.lim} = \frac{1}{\beta} \left(\frac{15 N}{An} + G \right) \quad (3.10)$$

Pentru determinarea valorii încărcării statice limită a elementului se presupune că forțele dinamice pe vîrf sînt aproximativ egale cu forțele statice pentru piloții introduși prin baterie ($R \approx R_{static}$). De asemenea, se consideră cunoscută valoarea raportului k_f , dintre forțele statice de frecare și cele dinamice ($k_f = \frac{F_{static}}{F}$).

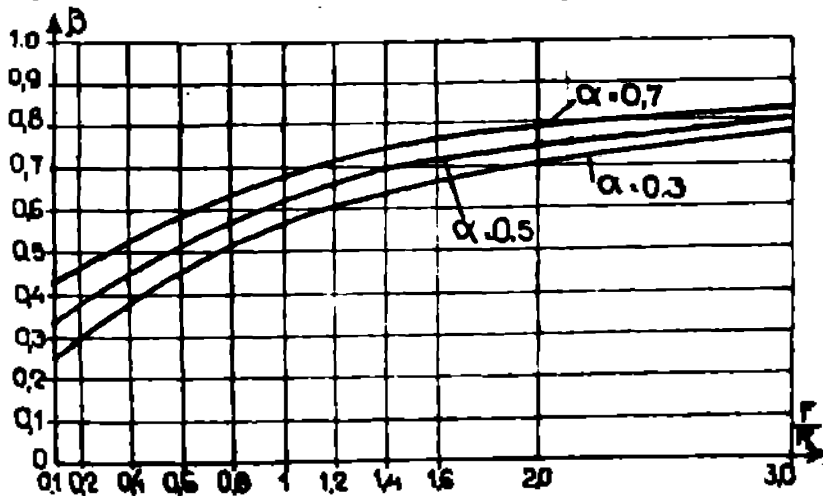


Fig.3.4.

Variațiile coeficientului β , funcție de valorile F/R și α impuse, sînt redate în figura 3.4. În cadrul ipotezelor admise, raportul dintre rezistența statică totală limită și dinamică se scrie :

$$\frac{P_{static lim}}{P_{din. lim}} = \frac{F_{static} + R}{F + R} = \frac{k_f F + R}{F + R} = \frac{k_f \frac{F}{R} + 1}{\frac{F}{R} + 1} \quad (3.11)$$

Variațiile raportului $P_{static lim}/P_{din.lim}$, funcție de valorile F/R și k_f impuse, sînt prezentate în figura 3.5.

În baza relațiilor (3.10) și (3.11) valoarea încărcării statice limită pe element rezultă :

$$P_{\text{static lim}} = \lambda \left(\frac{15 N}{An} + G \right) \quad (3.12)$$

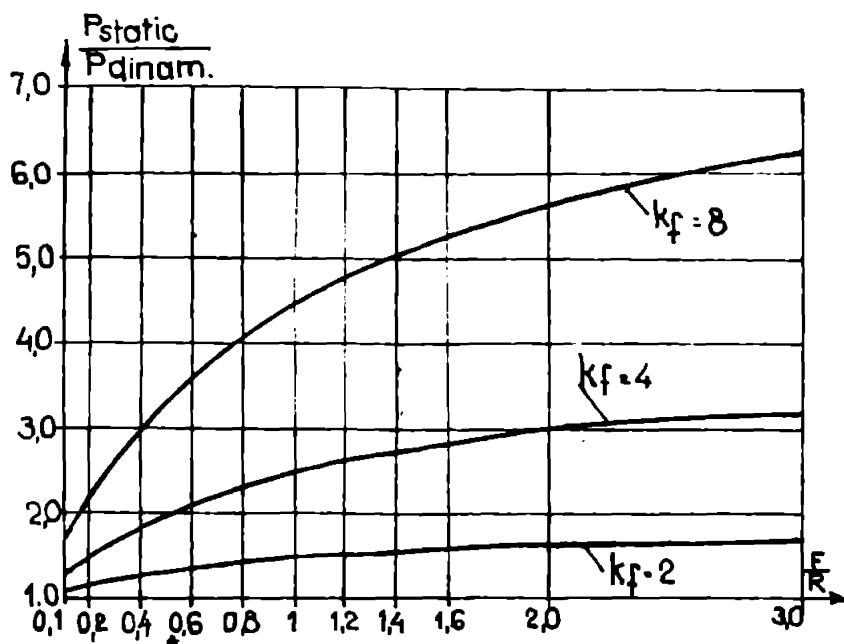


Fig. 3.5.

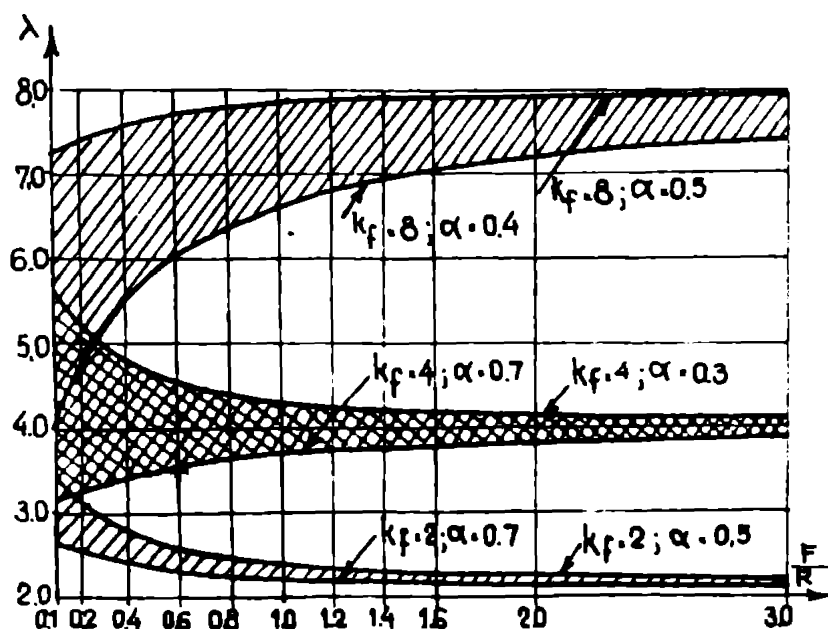


Fig. 3.6.

ale terenurilor, în studiile aceluiași cercetători, mișcarea elementului este considerată (în fiecare ciclu) ca sumă a mișcării armonice cu cea uniformă de pătrundere. Se consideră de asemenea că, în fiecare perioadă a forței perturbatoare, elementul apasă terenul de sub vîrf o singură dată, adică se neglijează mișcările subarmonice atît la desprinderea vîrfului de teren, cît și la contactul continuu cu acesta.

Prin măsurarea : consumului de putere N , pentru mișcarea ansamblului vibrator, amplitudinii λ , vitezei unghiulare a excentricilor ω , și vitezei medii de înfigere v , expresia bilanțului energetic

în care coeficientul $\lambda = \frac{P_{\text{static lim}}}{P_{\text{din. lim}}}$, se obține prin împărțirea ordonatelor graficelor din figura 3.5 la valorile β (fig. 3.4) pentru raportul F/R identic. Domeniile de variație ale coeficientului λ , calculate pentru : $k_f = 2$ ($\alpha = 0,5 - 0,7$), $k_f = 4$ ($\alpha = 0,3 - 0,7$) și $k_f = 8$ ($\alpha = 0,3 - 0,7$) sînt prezentate în figura 3.6.

După această metodică de calcul [40] s-au stabilit valorile coeficientului λ pentru diferite categorii de pămînturi argiloase ($\alpha = 0,3 - 0,7$ și $F/R = 0,2 - 3,0$), valori tabelate în normativul sovietic și prezentate în lucrările de specialitate românești [83], [97]. Ele sînt reproduse în capitolul 1, tabelele 1.4 și 1.5.

Pentru determinarea rezistențelor dinamice

într-o perioadă este scrisă sub forma :

$$N = 4FA \frac{\omega}{2\pi} + v(R-G) \quad (3.13)$$

Cu neglijare, pentru viteze mici, a termenului din partea dreaptă a expresiei (3.13), se obține valoarea forței de frecare uscată, F :

$$F = \frac{153 N}{An} \quad (3.14)$$

cu : N , kW; A , în cm.; n , în rot/min.

În evaluarea forțelor statice de frecare F_{static} s-au folosit rezistențele specifice tabelate în norme.

De aici rezultă că mărimile raportelor $k_f = \frac{F_{static}}{F}$ au un pronunțat caracter empiric.

În ceea ce privește rezistența dinamică pe vîrf, R , cercetări teoretice și experimentale privind înfigerea prin vibrație (dar și prin vibropercuție și batere) au evidențiat influența mărimii deformației elastice a pămîntului, Δ , asupra vitezei de înfigere. Valorile Δ , obținute prin încercarea statică a piloților de probă (metoda încărcării ciclice) sau încercări dinamice prin batere, se găsesc, în general, în limitele a 0,3 - 0,7 cm [41], [57]; o majorare a lor se poate produce pe seama creșterii secțiunii transversale a elementului, a adîncimii de înfigere și a indicelui de plasticitate al pămîntului.

Referitor la relația (3.6) de calcul a încărcării statice limită pe elementul prismatic sau cilindric introdus prin vibrație, se poate spune că ea corespunde esenței procesului de înfigere prin vibrație, în etapa finală a lui (cu $v \rightarrow 0$).

Un neajuns al relației, semnalat și în lucrarea [40], îl constituie faptul că prin coeficientul unic Λ se reflectă nediferențiați factorii care determină capacitatea portantă a elementului (reducerea rezistențelor de frecare pe suprafața laterală, valorile deformațiilor elastice Δ , raportul rezistențelor dinamice ale terenului pe suprafața laterală, F și pe vîrf R).

Expresia (3.12) are - de asemenea - un număr mare de ipoteze, mai ales, în ceea ce privește egalitatea duratelor de ridicare și coborîre a elementului într-o perioadă, evaluarea globală a deformației elastice și plastice prin coeficientul α ș.a.

Pentru obținerea unei dependențe mai reale a rezistențelor statice ale terenului funcție de parametrii vibroînfigerii Golovacev [40] folosind relația (3.13) o scrie sub forma :

$$\frac{2\tilde{\Pi}}{\omega x_p} N + G = \frac{4A}{x_p} F + R \quad (3.15)$$

Aceiași autor exprimă raportul dintre forțele statice limită, de frecare laterală, F_{static} , și de rezistență pe vârful elementului (prismatic sau cilindric), R_{static} , sub forma produsului dintre adîncimea de înfigere ℓ și un coeficient δ . Pentru elementul cu secțiune transversală constantă, A și perimetru, u , raportul forțelor este :

$$\ell \delta = \frac{F_{static}}{R_{static}} = \frac{u \ell f}{A p_v} \quad (3.16)$$

sau :

$$\delta = \frac{u f}{A p_v}, \quad \text{în } m^{-1} \quad (3.16')$$

unde : f - efortul unitar de frecare între element și teren; p_v - efortul unitar de rezistență pe vîrf.

Mărimile f și p_v sînt considerate cu valorile tabelate în SNiP (reproduse în STAS 2561/3-83).

Introducînd coeficienții $k_f = \frac{F_{static}}{F}$ și $k_r = \frac{R_{static}}{R}$ și ținînd seama de (3.16) Golovacev exprimă raportul rezistențelor dinamice în forma :

$$\frac{F}{R} = \frac{F_{static}}{R_{static}} \frac{k_r}{k_f} = \delta \ell \frac{k_r}{k_f} \quad (3.17)$$

Înlocuind $F = R \delta \ell \frac{k_r}{k_f}$ în (3.15) se obține :

$$\frac{2\tilde{\Pi} N}{\omega x_p} + G = R \left(1 + \frac{4A}{x_p} \delta \ell \frac{k_r}{k_f} \right)$$

Cu considerarea relației (3.17) rezistențele statice limită R_{static} și F_{static} sînt exprimate astfel :

$$R_{static} = R k_r = \frac{\frac{2\tilde{\Pi} N}{\omega x_p} + G}{1 + \frac{4A}{x_p} \delta \ell \frac{k_r}{k_f}} k_r \quad (3.18)$$

$$F_{static} = F k_f = \frac{\frac{2\tilde{\Pi} N}{\omega x_p} + G}{\frac{4A}{x_p} + \delta \ell \frac{k_r}{k_f}} k_f \quad (3.19)$$

Adunând (3.18) - cu (3.19) și exprimând viteza medie de înfigere $v = r_p(\omega / 2\pi)$, Golovacev obține încărcarea normată limită pe element sub forma :

$$P_{static,lim} = \frac{612 N + G v}{0,4 A n \delta l + v \frac{k_f}{k_r}} k_f(1 + \delta l) \quad (3.20)$$

unde : N - în kW; G și $P_{static,lim}$ în tf; A - în mm; n - în rot/min; v - în cm/min; δ - în m^{-1} ; l - în m.

Pentru expresia încărcării statice de calcul pe element autorul relației (3.20) admite un coeficient de omogenitate $k = 0,7$ și un coeficient unic, α , de corecție a rezistențelor statice limită, R_{static} și F_{static} , deoarece acestea s-au considerat cu valorile rezistențelor specifice (tabelate), pentru elemente introduse prin batere.

$$P_{static} = k \alpha P_{static,lim} \quad (3.21)$$

Asemenea relației (3.12) și (3.20) pune în evidență influența parametrilor N , A și n asupra capacității portante a elementului, însă ultima prezintă unele facilități și anume :

- permite înregistrarea separată a rezistențelor de frecare pe suprafața laterală și vârful elementului, statice și dinamice corespunzătoare unei adîncimi de înfigere oarecare
- evidențiază rolul vitezei de înfigere asupra capacității portante a elementului prismatic (sau cilindric) ceea ce lărgeste domeniul de aplicabilitate (de exemplu, stabilirea refuzului de înfigere, pentru o perioadă);
- pune în evidență caracteristicile geometrice ale elementului, ale raportului dintre rezistențele statice limită de frecare pe suprafața laterală și pe vîrf, prin valorile coeficientului δ .

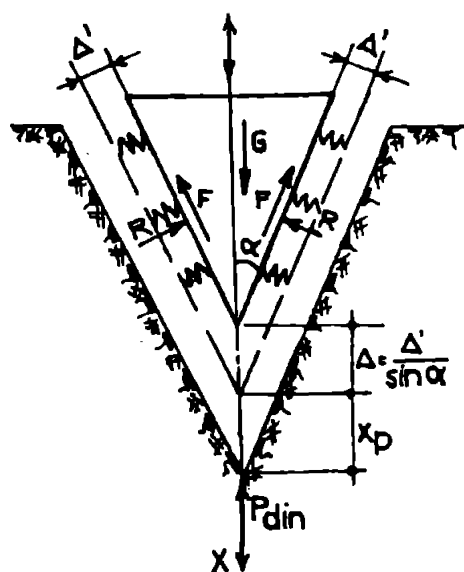
Cu toate că relația (3.20) permite înregistrarea diferențiată a principalilor factori ce influențează asupra portanței elementului, ea prezintă inconveniente legate - mai ales - de : modul empiric de evaluare a coeficienților k_f și k_r , pe baza rezistențelor specifice f și p_v tabelate în norme; modul de determinare a forței dinamice de frecare F pe suprafața laterală a elementului, la limita adîncimii de înfigere, cînd $v \approx 0$; valoarea coeficientului α (relația (3.21)).

Din aceste considerente, autorul lucrării de față își propune - pe baza schemei de calcul din fig.3.3.a - formularea unei relații de calcul a capacității portante, pentru elemente prismatice și

cilindrice încercate vibrodinamic, care să țină seama de deformațiile elastice ale terenului precum și a unei metodologii originale de determinare a forțelor de rezistență statică și dinamică pe vârful și suprafața laterală a elementului de probă, în condițiile concrete ale amplasamentului. De asemenea, realizarea unui echipament de măsurare și înregistrare a parametrilor de vibroînfigere care să facă parte din dotarea tehnică a vibroagregatelor AVP-1 și AVPP-1.

3.2.1.2. Pentru elemente piramidale

Folosirea pe scară largă a piloților piramidali scurți, în URSS, mai ales în terenuri macroporice, cu utilizarea vibratorilor pentru înfigerea în teren, a impus ca necesar controlul curent al capacității lor portante prin încercare vibrodinamică. Încercările vibrodinamice și statice, pe elemente de probă [41], au evidențiat influența mărimii unghiului la vârf α , (fig.3.7) asupra mecanismului



interacțiunii cu terenul, diferit de cel al elementelor prismatice. Astfel, încercările [48] de a folosi formula (3.12) SNiP la determinarea capacității portante a piloților piramidali cu $\alpha = 9^\circ$ și $\alpha = 12^\circ 50'$ au arătat că aceasta dă valori mai coborâte cu circa 30% și respectiv 45-50%, (atunci când pentru λ s-au folosit valorile obținute pentru piloți prismatici și cei piramidali cu $\alpha = 5^\circ 40'$).

În condițiile unor unghiuri α relativ mari ($> 6^\circ$), considerând că forțele disipative ale rezistenței pământului, la vibroîn-

Fig. 3.7.

figerea elementului piramidal, se manifestă doar la mișcarea în jos a acestuia (în timpul unei perioade), Golovnev [41] folosește suplimentar următoarele ipoteze pentru exprimarea rezistenței dinamice totale a pământului (fig.3.7) :

- rezistența dinamică a pământului, F , de-a lungul suprafețelor înclinate ale elementului, se consideră de tipul frecării uscate;
- rezistența dinamică a pământului, R , după normala fiecărei suprafețe înclinate, se exprimă prin diagrama Prandtl (modelul corpului elasto-plastic perfect);
- se neglijează rezistența dinamică a pământului pe baza mică a elementului real (de formă trunchi de piramidă);

- se neglijează forțele de inerție ale pământului.

Conform ipotezelor (fig.3.7) la deplasarea elementului în jos el intră în contact cu pământul, de constantă elastică k_p ; după deformația elastică limită Δ' , răspunsul pământului corespunde unei forțe constante $R = \Delta' \cdot k_p$. Forțele de frecare F ating maximum la deformația elastică Δ' și apoi se mențin constante, egale cu valoarea :

$$F = R \operatorname{tg} \delta \quad (3.22)$$

cu : $\operatorname{tg} \delta$ - coeficientul de frecare între teren și elementul piramidal.

Rezistența dinamică totală a pământului, P_{din} , din forțele ce acționează pe cele patru fețe laterale ale elementului, este :

$$\begin{aligned} P_{\text{din}} &= 4F \cos \alpha + 4R \sin \alpha = 4R \cos \alpha \operatorname{tg} \delta + 4R \sin \alpha = \\ &= 4R \sin \alpha (1 + \operatorname{ctg} \alpha \operatorname{tg} \delta) \end{aligned} \quad (3.23)$$

Lucrul mecanic rezistent al tuturor forțelor, de pe suprafața laterală a elementului, ce corespunde unei pătrunderi în teren a acestuia, x_p , într-o perioadă este :

$$L = 4 L_{R_e} + 4 L_{F_e} + 4 L_{R_p} + 4 L_{F_p} \quad (3.24)$$

unde lucrurile mecanice rezistente ale forțelor ce acționează pe una din fețele laterale ale elementului sînt :

$$\begin{aligned} L_{R_e} &= \frac{k_p \cdot \Delta'^2}{2} = \frac{R \cdot \Delta'}{2} \\ L_{F_e} &= \frac{F \cdot \Delta' \cdot \operatorname{ctg} \alpha}{2} = \frac{R \cdot \operatorname{tg} \delta \cdot \Delta' \cdot \operatorname{ctg} \alpha}{2} \end{aligned} \quad (3.25)$$

$$L_{R_p} = R x_p \sin \alpha$$

$$L_{F_p} = F \cdot x_p \cdot \cos \alpha = R \operatorname{tg} \delta x_p \cos \alpha$$

Inlocuind expresiile (3.25) în (3.24) rezultă :

$$\begin{aligned} L &= 2 \Delta' R \operatorname{tg} \delta \operatorname{ctg} \alpha + 2 \Delta' \cdot R + 4R x_p (\sin \alpha + \cos \alpha \operatorname{tg} \delta) = \\ &= 4R \sin \alpha (1 + \operatorname{tg} \delta \operatorname{ctg} \alpha) \left(\frac{\Delta'}{2 \sin \alpha} + x_p \right) = P_{\text{din}} \left(\frac{\Delta'}{2 \sin \alpha} + x_p \right) \end{aligned} \quad (3.26)$$

Din echivalența lucrului mecanic activ cu cel rezistent, într-o perioadă de oscilație se obține :

$$G x_p + \frac{2\pi}{\omega} N = P_{\text{din}} \left(\frac{\Delta'}{2 \sin \alpha} + x_p \right) \quad (3.27) \text{ și } (1,82)$$

unde : G - greutatea ansamblului vibrator-element; N - puterea con-

sumată de motorul electric al vibratorului pentru vibroînfigere.

Dacă în (3,27) se face împărțirea cu timpul, T , aferent unei perioade de oscilație și notînd cu $v = x_p(2\tilde{\pi}/\omega)$, viteza de pătrundere, și $f = (\omega/2\tilde{\pi})$, frecvența oscilației ansamblului vibrator-element, se obține :

$$P_{din} = \frac{N + G v}{v + \frac{\Delta'}{2\sin\alpha} f} \quad (3.28)$$

În relația (3.28) raportul $(\Delta'/2\sin\alpha)$ reprezintă jumătate din deformația elastică limită a pămîntului (Δ) pe direcția axului elementului, x .

Dacă pînă la deducerea expresiei (3.28) Golovacev rămîne consecvent ipotezelor admise în rezolvare, în continuare, urmărind exprimarea unei relații de calcul a capacității portante a elementului, funcție de unghiul la vîrf α el face dovada unor inconsecvențe.

Deoarece pentru viteze de vibroînfigere $v > 0$, amplitudinea oscilației A trebuie să depășească mărimea deformației elastice limită Δ , (pe direcție verticală) mai logic pare compararea valorii jumătății acesteia cu amplitudinea, A , sub forma expresiei :

$$\frac{\Delta}{2} = \beta A \quad \text{cu } 0 < \beta < 1 \quad (3.29)$$

decît cea propusă de Golovacev:

$$\frac{\Delta'}{2} = \beta A \quad 0 < \beta < 1 \quad (3.29')$$

Pentru că, în general, deformațiile elastice limită ale pămînturilor au valori de 0,3 - 0,7 cm [57], la amplitudini ale oscilației elementului de 1,0 - 3,0 cm [41] variațiile lui β fiind (0,05 - 0,35) se poate considera o valoare medie $\beta = 0,2$ [41], dar, din însăși logica deplasărilor pe aceeași direcție în (3.29) și nu (3.29')

Cu considerarea (3.29') Golovacev transcrie relația (3.28) sub forma :

$$P_{din}' = \frac{N + Gv}{v + \frac{\beta Af}{\sin\alpha}} = \frac{N + Gv}{v + \frac{0,2Af}{\sin\alpha}} \quad (3.28')$$

prin care, datorită valorii $\sin\alpha$ se realizează de fapt o subevaluare pronunțată a rezistenței dinamice. Însăși Golovacev [41] evidențiază faptul că la vibroînfigerea pilotului piramidal acesta efectuează lovituri asupra terenului și ca urmare este puțin probabilă o reducere

substanțială a rezistențelor terenului ci dimpotrivă, coeficientul γ în (3.30) poate avea valori subunitare. Încărcarea statică de calcul pe elementul piramidal Golovacev o exprimă în forma [41] :

$$P_{\text{static}} = \gamma \cdot k \cdot m \frac{612 N + Gv}{v + \frac{0,2Af}{\sin \alpha}} \quad (3.30)$$

în care : P_{static} , G - în tf; N - în kW; v - în cm/min; A - în cm; f - în rot/min; $k = 0,7$; $m = 1$; $\gamma = P_{\text{static,calc}}/P_{\text{din.calculat}}$.

Cu observațiile de mai sus, autorul consideră mai adecvată o relație de calcul a forței dinamice :

$$P_{\text{din}} = \frac{N + Gv}{v + 0,2 A f} \quad (\text{kN}) \quad (3.31)$$

în care : N - în kW; v - în m/s; A - în m; f - în Hz; respectiv, pentru încărcarea statică de calcul :

$$P_{\text{static}} = \gamma \cdot k \cdot m \frac{N + Gv}{v + 0,2 A f} \quad (3.32)$$

în care : $\gamma = P_{\text{static,calc}}/P_{\text{din.calc.}}$; k - coeficient de omogenitate al pământului egal cu 0,7; m - coeficient al condițiilor de lucru egal cu 1.

În contextul cercetărilor actuale ale colectivului de fundații al Catedrei de Drumuri și Fundații privind realizarea sistemelor de fundare pe elemente tip colțar din beton turnat la fața locului, de compactare a terenurilor prin tehnica vibromaiului, asigurarea controlului curent al acestor lucrări se poate face prin folosirea relațiilor propuse (3.31) și (3.32), deoarece în tehnologiile amintite se utilizează elemente de inventar din beton sau metal cu formă piramidală introduse în teren prin vibropresare [85].

În situația când nu se dispune de diagrama încărcare-tasare obținută din încercarea de probă la compresiuni statice axiale ale elementului prefabricat sau executat pe loc în groapa ștanțată de vibromai, evaluarea variației acesteia se poate face prin aplicarea metodei teoretice propusă de autor în paragraful 3.4. Din diagrama încărcare-tasare a elementului "colțar", capacitatea portantă normată a acestuia se determină prin aplicarea unui criteriu de deformație. Se propune adoptarea aceluiași criteriu ca în SNiP II-17-77 (încărcarea normată din diagramă, P^{II} , aferentă tasării $s = 0,2 \cdot \Delta_{\text{adm}}$, în care Δ_{adm} reprezintă tasarea admisă de structura de rezistență a construcției). Capacitatea portantă statică de calcul se obține prin împărțiri-

rea valorii P^n la coeficientul de siguranță 1,25, adică, în relațiile anterioare, $P_{\text{static,calc}} = 0,8 \cdot P^n$. Prin înlocuirea valorii $P_{\text{static,calc}}$ în relația (3.32) se obține mărimea raportului, δ , de trecere de la rezistența dinamică la cea statică (adică $\delta = P_{\text{st,calc}} / (0,7 \cdot 1 \cdot P_{\text{din}}$). Exemplificarea practică a modului de calcul pentru încercări vibrodinamice în condiții de teren natural se face în paragraful 4.3 al capitolului 4, folosind diagrama încărcare-tasare obținută prin metoda teoretică din paragraful 3.4. Sînt comparate valorile δ calculate cu relația lui Golovacev, (3.30) și cea propusă (3.32).

În concluzie, pentru controlul capacității portante a elementelor tip colțar (turnate la fața locului) dintr-un amplasament se parcurg următoarele etape :

- încercarea vibrodinamică la înfigerea vibromaiului pe ultima porțiune a fișei, aferentă unui timp de 1-2 minute, cu înregistrarea parametrilor de vibroînfigere : N , A , f , v (prin echipamentul de măsurare - înregistrare, propus a intra în dotarea agregatelor românești de vibropresare AVP-1, AVP-2);
- realizarea colțarului de probă și apoi (după întărirea betonului, eventual timpul "de odihnă" stabilit) încercarea lui la compresiuni statice axiale;
- determinarea capacității portante de calcul a colțarului de probă ($P_{\text{static,calc}}$) pe baza diagramei încărcare-tasare și a criteriului de deformație adoptat (recomandat cel din SNIP - II-17-77);
- etalonarea încercării vibrodinamice prin calculul raportului δ cu relația propusă (3.32);
- încercarea vibrodinamică, la înfigerea vibromaiului în punctele dorite din amplasament; cu valoarea δ cunoscută și parametrii de vibroînfigere măsurați în fiecare punct se calculează valorile capacităților portante folosind relația (3.32); controlul se efectuează prin compararea lor cu valoarea capacității portante a colțarului de probă.

3.2.2. Contribuții la formularea teoretică și metodologică a încercărilor vibrodinamice pentru elemente flotante, prismatice și cilindrice

În baza schemei de calcul (fig.3.3) și a ipotezelor acceptate în majoritatea studiilor de vibroînfigere (element indeformabil, fixat rigid de vibrator, mișcare vibratorie armonică și de pătrundere uni-

formă, într-o perioadă a oscilației, frecare uscată pe suprafața laterală a elementului, F , rezistență elasto-plastică pe vîrf, R , neglijarea forțelor inerțiale ale pămîntului) mișcarea elementului, într-o perioadă, se compune din două părți distincte [79], [79] : o cursă de urcare în care elementul sub acțiunea forței perturbatoare se ridică atîta timp cît acesta depășește greutatea ansamblului element-vibrator și a frecării dintre element și teren și o cursă de coborîre care durează atîta timp cît forța perturbatoare împreună cu greutatea ansamblului depășește rezistența de frecare pe suprafața laterală și cea de pe vîrfurile elementului.

Deoarece pămînturile la încărcări-descărcări repetate, prezintă, în general, un comportament specific corpurilor cu elasticitate întîrziată, prin apariția unei bucle de histereză [75], [126], vom introduce ipoteza că lucrul mecanic al componentei elastice a forței R se manifestă numai în cursa de coborîre a elementului. De asemenea, aproximînd cursa de urcare cu $2A$ și cea de coborîre cu $2A + x_p$ (x_p - pătrunderea pilotului într-o perioadă) [78], lucrurile mecanice rezistente, ale forțelor F și R sînt :

$$\begin{aligned} L_F &= (4A + x_p) F \\ L_R &= (\Delta/2 + x_p) R \end{aligned} \quad (3.33)$$

Din egalitatea lucrurilor mecanice active și rezistente, într-o perioadă, se obține :

$$N \frac{2\tilde{\eta}}{\omega} + G x_p = F(4A + x_p) + R(\Delta/2 + x_p) \quad (3.34)$$

În relația (3.34) mărimile ce intervin au semnificațiile indicate anterior.

Determinarea experimentală a deformațiilor elastice ale terenului, prin încercări pe elemente de probă, permite definirea mai corectă a valorii β , din condiția exprimată prin relația (3.29), pentru viteze de pătrundere $v > 0$. Pînă la asemenea precizări vom admite, o valoare medie $\beta = 0,2$, folosită și în proiectarea vibratoarelor. [57]. Cu această ipoteză relația generală (3.34) devine :

$$N \frac{2\tilde{\eta}}{\omega} + G x_p = F(4A + x_p) + R(\Delta/5 + x_p) \quad (3.35)$$

Deoarece în condițiile concrete ale unui amplasament ne propunem controlul tuturor elementelor sub aspectul capacității lor portante, evaluată prin încercări vibrodinamice, vom prezenta în continuare o metodologie de determinare a rezistențelor dinamice F , R și

a celor statice F_{static} , R_{static} , prin încercarea vibrodinamică și apoi (după "odihnă") statică a elementelor de probă, de tip flotant. Numărul acestor elemente de probă, încercare vibrodinamică și statică (la încărcări de compresiune axială) este stabilit în funcție de numărul total al elementelor din amplasamentul lucrării.

3.2.2.1. Determinarea rezistențelor dinamice și statice pe suprafața laterală și vârful elementului

a). Determinarea forței dinamice de frecare, F , pe suprafața laterală a elementului se face în următoarele ipoteze : când vârful acestuia se găsește la circa 0,50 m deasupra cotei finale a înfigerii se anulează mișcarea rectilinie de pătrundere în teren, prin blocarea cadrului vibratorului; în această poziție, mișcarea oscilatorie a ansamblului vibrator-element în teren se asimilizează unui sistem liniar, cu forță perturbatoare sinusoidală și amortizare viscoasă. Întrucât forțele de frecare uscată F sînt mai mici de 90% din amplitudinea forței perturbatoare este posibilă echivalarea lor energetică, într-o perioadă, cu cele de natură viscoasă [75].

Ecuatia diferențială a mișcării sistemului oscilant este :

$$m\ddot{x} + cx + k'_p x = P_0 \sin \omega t \quad (3.36)$$

unde : m - masa sistemului oscilant format din vibrator și element; k'_p - constanta elastică a pămîntului; P_0 - amplitudinea forței perturbatoare; c - constanta de amortizare.

Soluția mișcării staționare are forma :

$$x = D \sin \omega t + E \cos \omega t \quad (3.37)$$

Coeficienții D și E , determinați prin metoda identificării sînt :

$$D = \frac{P_0(k'_p - m\omega^2)}{(k'_p - m\omega^2)^2 + c^2\omega^2} \quad \text{și} \quad E = \frac{-P_0 c \omega}{(k'_p - m\omega^2)^2 + c^2\omega^2} \quad (3.38)$$

cu notațiile :

$$\frac{P_0(k'_p - m\omega^2)}{(k'_p - m\omega^2)^2 + c^2\omega^2} = A \cos \varphi$$

$$\frac{P_0 c \omega}{(k'_p - m\omega^2)^2 + c^2\omega^2} = A \sin \varphi \quad (3.39)$$

ecuația mișcării devine :

$$x = A(\sin\omega t \cos\varphi - \cos\omega t \sin\varphi) = A \sin(\omega t - \varphi) \quad (3.40)$$

Puterea consumată într-o perioadă pentru învingerea rezistențelor este :

$$N = \int_0^{2\pi/\omega} P_0 \sin\omega t \dot{x} dt \quad (3.41)$$

adică :

$$N = \frac{P_0 A \omega}{2} \sin\varphi \quad (3.42)$$

Introducând în (3.42) a doua relație din (3.39) rezultă :

$$N = \frac{P_0^2 \omega^2 c}{2[(k_p - m\omega^2)^2 + c^2\omega^2]} = \frac{\omega^2 A^2 c}{2} \quad (3.43)$$

Prin măsurarea puterii consumată de motorul electric al vibratorului, N , a frecvenței unghiulare, ω și amplitudinii, A din (3.43) se poate determina forța de amortizare viscoasă ($\omega A c$).

Din echivalarea lucrului mecanic al forței rezistente viscoase cu cel al forței de frecare uscată F , într-o perioadă :

$$\frac{N 2\pi}{\omega} = 4 A F \quad (3.44)$$

rezultă :

$$F = \frac{25 N}{A f} \quad (\text{kN}) \quad (3.45)$$

unde : N - în kW; A - în cm; f - frecvența oscilațiilor, în Hz.

b). Considerând forța de frecare dinamică, F , constantă pe ultima porțiune a înfigerii (de 0,50 m) și înregistrând parametrii de vibrație N, ω, A, x_p , din relația (3.35) se obține rezistența dinamică (R) :

$$R = \frac{\frac{2\pi N}{\omega} + G x_p - P(4A + x_p)}{\frac{A}{5} + x_p} \quad (3.46)$$

în care : N - în kW; forțele în kN și lungimile în m.

c). Pentru obținerea rezistențelor statice limită P_{static} și R_{static} , elementul de probă încercat vibrodinamic, după odihnă, se încercă static la forțe axiale de compresiune. Rezultatele încercării statice de probă se prelucrează cu programul PREMAT, stabilind pentru criteriul de deformație (tasarea la 1/10 din diametrul elementului) capacitatea portantă limită normată, respectiv valorile rezis-

tențelor pe suprafața laterală, $P_l \equiv F_{static}$ și pe vîrf, $P_v \equiv R_{static}$.

Cu valorile medii ale rezistențelor statice (R_{static} , F_{st}) și dinamice (R , F), obținute din încercările de probă ale elementelor se calculează coeficienții $k_f = F_{st}/F$ și $k_r = R_{st}/R$, care reflectă mai aproape de realitate condițiile specifice din amplasament. Aceste valori pot fi folosite la evaluarea capacității portante statice a elementelor din amplasament, prin înregistrarea parametrilor de vibrație (N , A , f , v) pe ultima perioadă de înfigere (pînă la cotă prestabilită) de circa 1-2 minute așa cum se exemplifică în capitolul 4, pentru încercările experimentale vibrodinamice.

3.2.2.2. Relația de calcul a capacității portante

Urmărind principial același mod de rezolvare ca pentru relația (3.21), cu precizările privind expresia bilanțului energetic (3.34) și modul de determinare a coeficienților k_f și k_r (paragraful 3.3.1) vom introduce influența dimensiunilor geometrice ale elementului (cu fișa ℓ ; aria secțiunii transversale, A și perimetrul, U), prin raportul :

$$\frac{F_{static}}{R_{static}} = \frac{U \cdot \ell \cdot f}{A \cdot p_v} = \delta \ell. \quad (3.47)$$

unde : f , p_v - rezistențele specifice medii ale rezistențelor pînîntului pe suprafața laterală a elementului și vîrful acestuia determinate prin încercări statice pe elemente de probă, și prelucrarea rezultatelor cu programul PREMAT; δ - egal cu raportul Uf/Ap_v , are dimensiunea în m^{-1} .

Din expresiile coeficienților k_f , k_r și considerînd relația (3.47) se determină raportul rezistențelor dinamice :

$$\frac{F}{R} = \frac{F_{static}}{R_{static}} \frac{k_r}{k_f} = \delta \ell \frac{k_r}{k_f} \quad (3.48)$$

de unde :

$$F = R \delta \ell \frac{k_r}{k_f} \quad (3.49)$$

Împărțind în expresia (3.35) cu x_p și înlocuind pe F cu relația (3.49) se obține :

$$\frac{2\tilde{N}}{\omega x_p} + G = R \delta \ell \frac{k_r}{k_f} \left(\frac{4A}{x_p} + 1 \right) + R \left(\frac{0,2 A}{x_p} + 1 \right) \quad (3.50)$$

În (3.50) se introduc notațiile :

$$\frac{4A}{x_p} + 1 = \alpha \quad \text{și} \quad \frac{0,2A}{x_p} + 1 = \beta \quad (3.51)$$

și expresia rezistenței dinamice R este :

$$R = \frac{\frac{2\tilde{\Pi}N}{\omega x_p} + G}{\delta\ell \frac{k_r}{k_f} \alpha + \beta} \quad (3.52)$$

Din expresiile $k_r = R_{st}/R$, $k_f = F_{st}/F$ și relațiile (3.49), (3.52) rezultă :

$$R_{st} = k_r R = \frac{\frac{2\tilde{\Pi}N}{\omega x_p} + G}{\delta\ell \frac{k_r}{k_f} \alpha + \beta} k_r = \frac{\left(\frac{2\tilde{\Pi}N}{\omega x_p} + G\right) k_r k_f}{\delta\ell k_r \alpha + \beta k_f} \quad (3.53)$$

$$F_{st} = k_f F = R \delta\ell k_r = \frac{\left(\frac{2\tilde{\Pi}N}{\omega x_p} + G\right) \delta\ell k_r k_f}{\delta\ell k_r \alpha + \beta k_f} \quad (3.54)$$

Prin adunarea rezistențelor statice limită R_{st} (3.53) și F_{st} (3.54) se obține :

$$P_{st.lim} = \frac{\left(\frac{2\tilde{\Pi}N}{\omega x_p} + G\right) (1 + \delta\ell) k_r k_f}{\delta\ell k_r \alpha + \beta k_f} = \frac{\left(\frac{2\tilde{\Pi}N}{\omega x_p} + G\right) (1 + \delta\ell) k_f}{\delta\ell \alpha + \beta \frac{k_f}{k_r}} \quad (3.55)$$

Inlocuind în (3.55) pe α și β cu expresiile lor din (3.51) rezultă :

$$P_{st.lim} = \frac{\left(\frac{2\tilde{\Pi}N}{\omega x_p} + G\right) (1 + \delta\ell) k_f}{\frac{\delta\ell 4A + \delta\ell x_p}{x_p} + \frac{0,2A + x_p}{x_p} \frac{k_f}{k_r}} \quad (3.56)$$

Dacă numărătorul și numitorul relației (3.56) se înmulțesc cu $\omega/2$ și se introduce viteza medie de pătrundere într-o perioadă $v = x_p \omega/2$ aceasta devine:

$$P_{st,lim} = \frac{(N + Gv)(1 + \delta\ell) k_f}{4A\delta\ell \frac{\omega}{2\pi} + \delta\ell v + \frac{0,2A\omega}{2\pi} \frac{k_f}{k_r} + v \frac{k_f}{k_r}} = \frac{(N + Gv)(1 + \delta\ell) k_f}{4A\delta\ell f + \frac{0,2A}{k_r} k_f f + v(\delta\ell + \frac{k_f}{k_r})} \quad (3.57)$$

În relația (3.57) exprimând puterea consumată pentru înfigere, N , în kW, greutatea ansamblului element-vibrator (la care se adaugă eventuala forță neinerțială de presare) G , în kN, amplitudinea de oscilație a elementului, A , în m, frecvența de oscilație a elementului, f , în Hz, viteza medie de pătrundere, într-o perioadă de oscilație, v , în $m \cdot s^{-1}$, rezultă valoarea forței $P_{st,lim}$ în kN.

Pentru determinarea valorii de calcul a capacității portante statice a elementului se consideră coeficientul de omogenitate al pământului $k = 0,7$ și coeficientul condițiilor de lucru $m = 1$, relația fiind :

$$P_{st} = m \cdot k \frac{(N + Gv)(1 + \delta\ell) k_f}{4A\delta\ell f + 0,2A f \frac{k_f}{k_r} + v(\delta\ell + \frac{k_f}{k_r})} \quad (3.58)$$

Cu avantaje similare relației (3.21) formula (3.57) evidențiază suplimentar influența deformației elastice a pământului asupra capacității portante a elementului. Pentru o exprimare cantitativă a valorilor calculate cu cele două relații se consideră aceleași unități de măsură în (3.21) ca și în (3.57) și transformarea lor prin împărțirea ambelor părți ale expresiilor ((3.21) și (3.57)) cu amplitudinea forței perturbatoare a vibroînfigătorului, P_0 .

Expresiile - după transformările făcute de autor - sînt :

- relația lui Golovacev :

$$p = \frac{(w + q)(1 + \delta\ell) k_f k_r}{4 A \delta\ell f k_r + v k_f} \quad (3.59)$$

- relația propusă de autor :

$$p = \frac{(w + q)(1 + \delta\ell) k_f k_r}{4 A \delta\ell f k_r + 0,2A k_f f + v \delta\ell k_r + v k_f} \quad (3.60)$$

în care : $p = (P_{st.lim})/(P_0)$; $w = N/P_0$; $q = G/P_0$; cu N - în kW; $P_{st.lim}$, P_0 , G - în kN; δ - în m^{-1} ; ℓ - în m; A - în m; v - în $m.s^{-1}$.

Deoarece, în general, la vibroînfigătoarele de joasă frecvență, $w = 0,05 - 0,3$ kW/kN; $q = 0,15 - 1,2$; $f = 5 - 12$ Hz, în fig. 3.8 sînt redată valorile lui p funcție de amplitudinea oscilațiilor considerînd $f = 7$ Hz; $w = 0,1$ kW/kN; $q = 0,5$; $\delta = 0,2$; $v = 0,0167$ m/s (≈ 100 cm/min); $k_r = 1$; $k_f = 5$; $\ell = 10$ m.

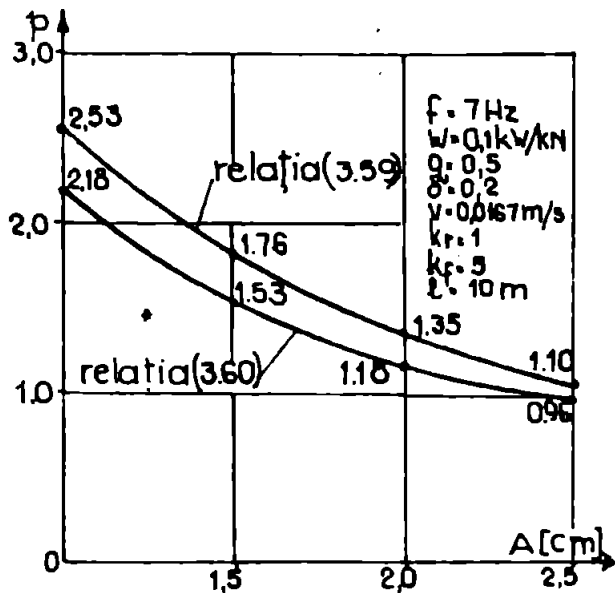


Fig. 3.8.

Din figura 3.8 se observă că ambele relații pun în evidență o scădere a rezistențelor terenului cu creșterea amplitudinii oscilațiilor, dar considerarea deformațiilor elastice ale pământului în relațiile (3.57), (3.60) conduce la o diferență a valorilor în raport cu relația lui Golovacev (3.59) de 13,8% - 12,7% pentru amplitudini de 1 cm și respectiv 2,5 cm, în cazul examinat. În acord și cu observațiile din literatura de specialitate [18], [20], [25] referitoare la necesitatea considerării

deformațiilor elastice ale terenului în relațiile de calcul a capacității portante, la încercarea pe cale dinamică prin batere, cuprinderea acestora în expresia (3.57) va permite o reducere a coeficientului de variație a valorilor obținute prin încercare vibrodinamică și o corelare mai bună cu rezultatele încercărilor statice pe elementele de probă. Această ipoteză este confirmată de încercările experimentale prezentate în capitolul 4, paragraful 4.2.

Pentru controlul capacității portante a piloților flotanți, de formă prismatică sau cilindrică (prefabricați sau turnați pe loc prin vibrare) din amplasamentul construcției se procedează astfel :

- elementul de probă prefabricat (sau tubul de inventar în cazul piloților executați pe loc) se introduce în teren prin vibrare la o cotă mai sus decât cea proiectată cu 0,50 m; în această poziție, cu cadrul vibratorului blocat și sub acțiunea vibrațiilor se măsoară parametrii de vibrare : N , A , f , pe baza cărora cu relația (3.45) se determină forța dinamică de frecare F pe suprafața laterală a elementului prefabricat sau a tubului de inventar;
- se continuă înfigerea elementului pe ultima porțiune, înregistrînd pentru finalul înfigerii de circa 1-2 minute para-

- metrii vibroînfigerii : N , A , f , v ; cu viteza medie v și frecvența f se determină pătrunderea x_p a elementului într-o perioadă, iar cu relația (3.46) se calculează rezistența dinamică R ;
- după "odihna" elementului prefabricat - iar în cazul pilotului turnat - după întărirea betonului (eventual timpul "de odihnă" stabilit) se realizează încercarea statică la compresiuni axiale;
 - rezultatele încercării de probă se prelucrează cu programul PREMAT, stabilind pentru criteriul de deformație (tasarea la 1/10 din diametrul sau latura elementului, în cazul pilotilor executați pe loc prin vibrare, $s = 40$ mm) capacitatea portantă limită normată, P_{40} , respectiv valorile rezistențelor pe vîrf $P_{v,40}$ și de frecare laterală $P_{,40}$; cu notațiile aferente metodei vibrodinamice, rezultă : $F_{st} = P_{,40}$ și $R_{st} = P_{v,40}$;
 - se calculează rapoartele $k_f = F_{st}/F$; $k_r = R_{st}/R$ și cu parametrii de vibroînfigere (din finalul, acesteia) se determină (relația (3.58)) valoarea de etalonare a capacității portante de calcul;
 - se încearcă vibrodinamic elementele dorite din amplasament, doar pe ultima porțiune a înfigerii acestora la cotă, pe o durată de 1-2 minute, înregistrînd de fiecare dată parametrii de vibroînfigere aferenți : N , A , f , v ; cu aceștia și valorile determinate k_f , k_r , se calculează folosind (3.58) capacitățile portante de calcul, care se compară cu valoarea "de etalonare".

Părțile componente ale echipamentului de încercări vibrodinamice, propus de autor pentru dotarea vibroagregatelor românești AVP-1 AVP-2, sînt detaliat prezentate în cuprinsul capitolului 4.

Faptul că prin echipamentul preconizat, în afara puterii consumate de motorul electric al vibratorului, N , ceilalți parametrii de vibroînfigere sînt înregistrați pentru fiecare încercare (amplitudinea oscilațiilor, A , frecvența, f , viteza medie de înfigere, v) se elimină situațiile de arbitrar în aprecierea calității lucrărilor de către executantul sau beneficiarul investiției.

De asemenea, înregistrarea analogică a parametrilor de vibroînfigere din amplasamentul investiției, poate reprezenta argumentația faptică a necesității variației fișei elementului, față de mărimea inițial proiectată sau a suplimentării numărului de elemente de fundare indirectă, dintr-o zonă a amplasamentului.

3.3. METODA TEORETICA DE CALCUL PROPUISA PENTRU ELEMENTE TIP COLȚAR

Tehnologia de realizare a elementelor de fundare tip colțar elaborată în colectivul catedrei, corespunde pe deplin cerințelor de ridicare a gradului de industrializare a lucrărilor de infrastructuri, de reducere a costurilor materiale și mărire a siguranței în exploatare. Avînd o conformație geometrică trunchi de piramidă și fișa 3,0 - 4,0 m, elementele tip colțar sînt realizate cu utilaje vibratoare, prin turnarea betonului simplu (sau parțial armat) la fața locului.

Își găsește aplicarea, fie ca elemente izolate de fundare, pentru stîlpii construcțiilor ușoare, agrozootehnice, fie ca elemente ce lucrează în grup, la construcții industriale și sociale, realizate pe terenuri cu grad ridicat de compresibilitate.

Fără a urmări prezentarea tehnologiei noii soluții, autorul își propune evidențierea unei posibile metode de evaluare a capacității portante a colțarului, ca element izolat, supus unor încărcări statice de compresiune axială.

Fundamentată pe principiile teoriei plasticității, metoda permite evaluarea capacității importante a elementului, în faze preliminare de proiectare, prin calculul tasărilor corespunzătoare unor forțe incrementate de încărcare și trasarea diagramei de încărcare-tasare.

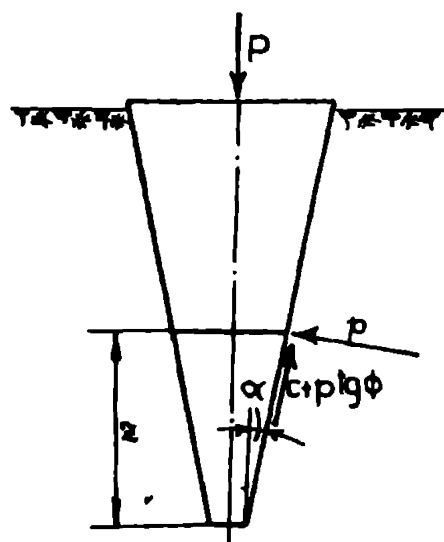


Fig. 3.9.
și reactive [91].

Datorită modului de transmitere a încărcării de la element la teren și efectului de îndesare, prin forma sa piramidală, calculul capacității portante se realizează mai rațional după starea limită de deformații.

Considerînd efectul de îndesare laterală a terenului din jur se neglijează aportul vîrfului în transmiterea încărcării (fig.3.9). Încărcarea axială P transmite terenului un efort unitar de compresiune, p , a cărui valoare se determină din proiecția pe verticală a forțelor active

Rugozitatea suprafeței laterale a elementului introdus într-un pămînt coeziv permite a considera reacțiunea terenului, pe suprafața laterală, prin rezistența la forfecare a acestuia.

Din proiecția pe verticală rezultă :

$$P = (c \cos \alpha + p \operatorname{tg} \phi \cos \alpha) A_{\ell} + p \sin \alpha A_{\ell}$$

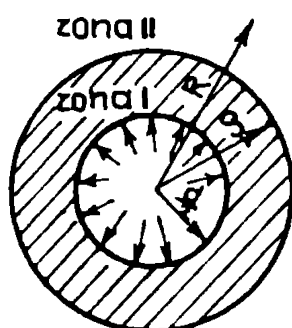
și :

$$(3.61)$$

$$p = \frac{P - c \cos \alpha A_{\ell}}{A_{\ell} \cdot \cos \alpha (\operatorname{tg} \phi + \operatorname{tg} \alpha)}$$

unde : p - efortul unitar de compresiune, ca reacțiune a pământului;
 α - jumătatea măsurii unghiului la vîrf; A_{ℓ} - suprafața laterală a elementului; ϕ , c - parametrii de forfecare ai pământului.

Efortul unitar p , transmis terenului de către element, generează o zonă de deformații plastice în jurul acestuia. Se introduce ipoteza că tasarea elementului sub încărcarea P este rezultatul deformațiilor de îndesare a pământului numai din cuprinsul zonei plastice. Dacă se are în vedere starea de tensiuni și deformații corespunzătoare încărcărilor de scurtă durată ce acționează la înfigerea elementului și care pot depăși rezistența statică limită (așa cum s-a arătat și în paragraful anterior) atunci, sub încărcările statice, este puțin probabilă o îndesare a terenului din domeniul elastic; deci, considerarea îndesării numai în cuprinsul zonei plastice este o ipoteză plauzibilă. Pentru aceasta este necesar cunoașterea razei



I - zona deformațiilor plastice
 II - zona deformațiilor elastice

ce delimitează zona deformațiilor plastice de cele elastice. Calcularea razei ρ (fig. 3.10) pentru o secțiune dată z (fig. 3.9) se admite în ipoteza problemei plane ($\epsilon_z = 0$) axial simetrică, cu considerarea deformațiilor elasto-plastice în jurul unui orificiu circular, de diametru d , încărcat pe circumferință cu efortul unitar p .

Dacă în secțiunea z , elementul are latura a , diametrul cercului echivalent este $d = 2a/\sqrt{\pi}$.

Fig. 3.10.

Cu admiterea criteriului de plasticizare Mohr - Coulomb, în problema plană axial simetrică, acesta, în coordonate polare are expresia :

$$\sigma_r - \sigma_{\theta} = (\sigma_r - \sigma_{\theta}) \sin \phi + 2c \cos \phi \quad (3.62)$$

unde σ_r , σ_{θ} - eforturile unitare principale normale, pe direcția radială și tangențială, pentru volumul elementar de pământ aflat la distanța relativă r față de axa z ($r = R/(d/2)$).

În domeniul plastic, expresiile tensiunilor σ_r și σ_{θ} se pot obține din integrarea ecuației de echilibru :

$$\frac{d\tilde{\sigma}_r}{dr} + \frac{\tilde{\sigma}_r - \tilde{\sigma}_\theta}{r} = 0 \quad (3.63)$$

ținând seama de condiția de plasticizare (3.62) și cea de margine $\tilde{\sigma}_r = p$ pentru $r = 1$.

Din (3.62) rezultă :

$$\tilde{\sigma}_\theta = \tilde{\sigma}_r \left(\frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \right) - \frac{2c \cos\phi}{1 + \sin\phi} \quad (3.64)$$

$$\begin{aligned} \tilde{\sigma}_r - \tilde{\sigma}_\theta &= \tilde{\sigma}_r - \tilde{\sigma}_r \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} + \frac{2c \cos\phi}{1 + \sin\phi} = \\ &= \tilde{\sigma}_r \frac{2 \sin\phi}{1 + \sin\phi} + \frac{2c \cos\phi}{1 + \sin\phi} \end{aligned} \quad (3.65)$$

Separăm variabilele în (3.63) și înlocuind (3.65) se obține :

$$\frac{d\tilde{\sigma}_r}{\tilde{\sigma}_r \frac{2 \sin\phi}{1 + \sin\phi} + \frac{2c \cos\phi}{1 + \sin\phi}} = - \frac{dr}{r} \quad (3.66)$$

Integrând (3.66) rezultă :

$$\frac{1}{\frac{2 \sin\phi}{1 + \sin\phi}} \ln \left(\tilde{\sigma}_r \frac{2 \sin\phi}{1 + \sin\phi} + \frac{2c \cos\phi}{1 + \sin\phi} \right) = - \ln r + \ln C = \ln \frac{C}{r} \quad (3.67)$$

Pentru determinarea constantei de integrare C se introduc condițiile de margine ($r = 1$; $\tilde{\sigma}_r = p$) rezultând :

$$C = \left(p \frac{2 \sin\phi}{1 + \sin\phi} + \frac{2c \cos\phi}{1 + \sin\phi} \right)^{\frac{1 + \sin\phi}{2 \sin\phi}} \quad (3.68)$$

Înlocuind (3.68) în (3.67) se obține expresia lui $\tilde{\sigma}_r$ în domeniul plastic :

$$\tilde{\sigma}_r = \left(p + c \cdot \text{ctg}\phi \right) r^{-\frac{2 \sin\phi}{1 + \sin\phi}} - c \text{ctg}\phi \quad (3.69)$$

și prin înlocuirea (3.69) în (3.64) :

$$\tilde{\sigma}_\theta = \left(p + c \text{ctg}\phi \right) \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} r^{-\frac{2 \sin\phi}{1 + \sin\phi}} - c \text{ctg}\phi \quad (3.70)$$

Eforturile unitare $\tilde{\sigma}_r$ și $\tilde{\sigma}_\theta$ în zona deformațiilor elastice sînt [118] :

$$\sigma_r = B + \frac{A}{r^2} \quad ; \quad \sigma_\theta = B - \frac{A}{r^2} \quad (3.71)$$

unde : A și B - constante de integrare.

Considerînd că pentru $r \rightarrow \infty$, $\sigma_r = \sigma_\theta = 0$, rezultă $B = 0$. Dacă această ipoteză poate fi plauzibilă pentru jumătatea fișei elementului de 1,0 - 1,50 m, pentru valori mai mari se va ține seama de împingerea pămîntului în stare de repaus, adică :

$$\text{- pentru } r \rightarrow \infty \quad \sigma_r = \sigma_\theta = \gamma H K_0 = p_0 \quad (3.72)$$

unde : p_0 - presiunea în stare de repaus a pămîntului; γ - greutatea volumică a pămîntului; H - nivelul de calcul față de suprafața liberă a terenului; K_0 - coeficientul presiunii laterale a pămîntului.

În situația dată eforturile unitare din zona elastică sînt :

$$\sigma_r = p_0 + \frac{A}{r^2} \quad ; \quad \sigma_\theta = p_0 - \frac{A}{r^2} \quad (3.73)$$

Conform ipotezei lui Sokolovski [118] la trecerea din zona I în II (fig.3.10) se admite continuitatea eforturilor unitare, adică pentru $r = r_\phi$ ($r_\phi = \phi / (d/2)$) există următoarele egalități :

$$\begin{aligned} \sigma_{r(\text{elastic})} &= \sigma_{r(\text{plastic})} \\ \sigma_{\theta(\text{elastic})} &= \sigma_{\theta(\text{plastic})} \end{aligned} \quad (3.74)$$

Înlocuind în (3.74), expresiile (3.71) (pentru $B = 0$) și (3.69); (3.70) se obține :

$$\frac{A}{r_\phi^2} = (p+c \cdot \text{ctg} \phi) \cdot r_\phi - c \cdot \text{ctg} \phi - \frac{2 \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (3.75)$$

$$-\frac{A}{r_\phi^2} = (p+c \cdot \text{ctg} \phi) \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} r_\phi - c \cdot \text{ctg} \phi$$

Din (3.75) se obține raza relativă r_ϕ și respectiv ϕ :

$$r_\phi = \left[\frac{(p+c \cdot \text{ctg} \phi) \left(1 + \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}\right)}{2 c \cdot \text{ctg} \phi} \right] \frac{1 + \sin \phi}{2 \sin \phi} \quad (3.76)$$

$$\phi = \frac{d}{2} \left(\frac{1 + \frac{p}{c} \text{tg} \phi}{1 + \sin \phi} \right) \frac{1 + \sin \phi}{2 \sin \phi} \quad (3.77)$$

Introducînd în relația (3.76) notația $\xi = (1 - \sin\phi)/(1 + \sin\phi)$ și punînd condiția $r_\phi = 1$ se poate determina valoarea presiunii $p = p_p$ pentru care începe formarea zonei deformațiilor plastice :

$$p_p = \frac{2 \cdot c \cdot \text{ctg} \phi}{1 + \xi} - c \cdot \text{ctg} \phi \quad (3.78)$$

Prin înlocuirea lui ξ și a expresiei (3.78) în (3.77), aceasta devine:

$$\rho = \frac{d}{2} \cdot \left(\frac{p + c \cdot \text{ctg} \phi}{p_p + c \cdot \text{ctg} \phi} \right)^{1/(1-\xi)} \quad (3.77')$$

Cunoscînd raza ρ ce limitează zona plastică se poate determina variația ΔV a volumului de pămînt, în jurul elementului de diametru d și pe o înălțime z unitară, ca urmare a ipotezei privind îndesarea acestuia numai în cuprinsul zonei plastice [25] :

$$\Delta V = \left(\frac{d}{2} \right)^2 \int_{r=1}^{r_\phi} \int_0^{2\pi} v \cdot r \cdot dr \cdot d\theta \quad (3.79)$$

unde : v - deformația specifică a volumului elementar în punctul de coordonată r , aparținînd domeniului plastic.

Pentru a rezolva integrala (3.79) se aplică legea îndesării [25] liniare a pămîntului, cu variația indicelui porilor numai pe direcția r (problema fiind axial simetrică). Cu această ipoteză, deformația specifică a volumului elementar este :

$$v = \frac{(1-2\mu)(1+\mu)}{E} \left[(p+c \cdot \text{ctg} \phi) r^{\xi-1} (1+\xi) - 2c \cdot \text{ctg} \phi \right] \quad (3.80)$$

unde : μ - coeficientul lui Poisson; E - modulul deformației liniare preferabil a fi determinat prin încercare presiometrică.

Prin introducerea expresiei (3.80) în (3.79) rezultă :

$$\begin{aligned} \Delta V &= \frac{(1-2\mu)(1+\mu)}{E} \cdot 2\pi \left(\frac{d}{2} \right)^2 \cdot \left\{ \int_1^{r_\phi} (1+\xi)(p+c \cdot \text{ctg} \phi) r^{\xi-1} \cdot r dr - \int_1^{r_\phi} 2c \cdot \text{ctg} \phi r dr \right\} = \\ &= \frac{(1-2\mu)(1+\mu)}{E} \cdot \frac{\pi d^2}{2} \cdot \left((p+c \cdot \text{ctg} \phi)(r_\phi^\xi - 1) - c \cdot \text{ctg} \phi (r_\phi^2 - 1) \right) = \\ &= \frac{(1-2\mu)(1+\mu)}{E} \cdot \frac{\pi d^2}{2} \cdot \left\{ (p+c \cdot \text{ctg} \phi) \left[\left(\frac{p+c \cdot \text{ctg} \phi}{p_p+c \cdot \text{ctg} \phi} \right)^{(1+\xi)/(1-\xi)} - 1 \right] - \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & - c \cdot \text{ctg} \phi \left[\left(\frac{p+c \cdot \text{ctg} \phi}{p_p+c \cdot \text{ctg} \phi} \right)^{\frac{2}{1-\xi}} - 1 \right] = \frac{(1-2\mu)(1+\mu)}{E} \cdot \frac{\pi d^2}{2} \\
 & \cdot \left\{ \frac{(p+c \cdot \text{ctg} \phi)^{\frac{2}{(1-\xi)}}}{\frac{1+\xi}{1-\xi}} - p - c \cdot \text{ctg} \phi - c \cdot \text{ctg} \phi \left(\frac{p+c \cdot \text{ctg} \phi}{p_p+c \cdot \text{ctg} \phi} \right)^{\frac{2}{(1-\xi)}} + c \cdot \text{ctg} \phi \right\} = \\
 & = \frac{(1-2\mu)(1+\mu)}{E} \frac{\pi d^2}{2} \left\{ \left(\frac{p+c \cdot \text{ctg} \phi}{p_p+c \cdot \text{ctg} \phi} \right)^{\frac{2}{1-\xi}} \left(\frac{1}{(p_p+c \cdot \text{ctg} \phi)^{-1}} - c \cdot \text{ctg} \phi \right) - p \right\} = \\
 & = \frac{(1-2\mu)(1+\mu)}{E} \frac{\pi d^2}{2} \left(p_p \left(\frac{p+c \cdot \text{ctg} \phi}{p_p+c \cdot \text{ctg} \phi} \right)^{\frac{2}{(1-\xi)}} - p \right) \quad (3.81)
 \end{aligned}$$

Echivalând volumul colțarului cu cel al unui trunchi de con și folosind notațiile : d_b - diametrul bazei mici (vîrf); d_B - diametrul bazei mari (la suprafața terenului); l - înălțime, atunci pentru oricare secțiune z (fig.3.9) [56] diametrul d este :

$$d = d_b + 2z \text{tg} \alpha \quad (3.82)$$

Volumul total al terenului îndesat din jurul colțarului devine :

$$V_{\hat{1}} = \int_0^l \Delta V dz \quad (3.83)$$

Cu neglijarea deformației secțiunii transversale a elementului, pe înălțimea lui, expresia tasării s se obține din egalitatea :

$$V_{\hat{1}} = \frac{\pi d_B^2}{4} \cdot s \quad (3.84)$$

Prin înlocuirea expresiei (3.82) în (3.81) și rezolvarea integralei (3.83) se găsește mărimea volumului de pământ îndesat.

Din echivalența (3.84) rezultă expresia de calcul a tasării, s :

$$s = \frac{2(1-2\mu)(1+\mu)}{E} C \left(p_p \left(\frac{p+c \cdot \text{ctg} \phi}{p_p+c \cdot \text{ctg} \phi} \right)^{\frac{2}{1-\xi}} - p \right) \quad (3.85)$$

în care : C - mărime constantă funcție de dimensiunile geometrice

ale elementului, adică :

$$c = \frac{1}{d_B^2} (d_b^2 \cdot l + 2d_b \cdot l^2 \operatorname{tg} \alpha + \frac{4}{3} l^3 \operatorname{tg}^2 \alpha) \quad (3.86)$$

Efortul unitar p de la care începe îndesarea terenului în cuprinsul zonei plastice se obține din anularea expresiei (3.85) rezultând :

$$p = p_p \left(\frac{p + c \cdot \operatorname{ctg} \phi}{p_p + c \cdot \operatorname{ctg} \phi} \right) \quad (3.87)$$

Înlocuind efortul unitar p în (3.61) se obține forța axială corespunzătoare P . Cu valori incrementale ale încărcării axiale, mai mari decât valoarea anterior determinată (adică pentru $s = 0$) se calculează cu (3.61) efortul unitar p și apoi cu (3.85) valoarea tasării aferente.

Relația tasării (3.85) este funcție de caracteristicile fizico-mecanice ale terenului de fundare, de dimensiunile geometrice ale elementului și de mărimea încărcării statice axiale, P . În fazele preliminare proiectului de execuție, metoda teoretică de calcul, prezentată, permite evaluarea diagramei încărcare-tasare și pe această bază, un studiu al optimului variantelor constructive pentru elementul tip colțar în funcție de teren și de intensitatea încărcării aplicate.

Din însăși ideea de dezvoltare a metodei rezultă că pentru evaluarea capacității portante de calcul la compresiuni axiale ale colțarului, pe baza diagramei încărcare-tasare calculată, este necesară adoptarea unui criteriu de deformație. Cum siguranța rezultată din adoptarea unui anumit criteriu este reflectată de comportarea în timp

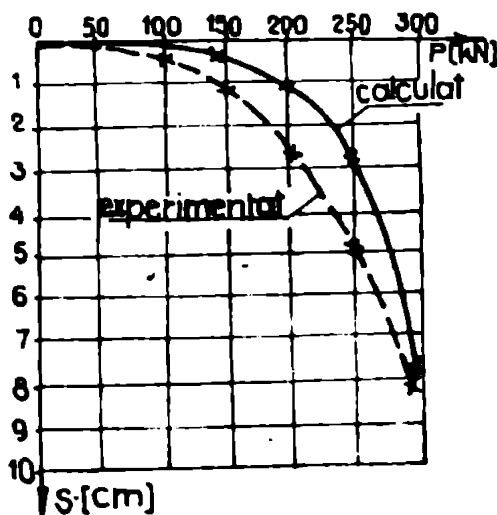


Fig. 3.11.

a construcțiilor, în stadiul actual de început al aplicării noii tehnologii a elementelor tip colțar poate fi luat în considerare criteriul de deformație din SNiP II-17-77, prezentat în paragraful 3.2.2.

Pentru o imagine comparativă între rezultatele calculului analitic și cele experimentale, pe un element de probă tip colțar, în fig. 3.11 sînt prezentate diagramele de încărcare-tasare, aferente. Elementul de probă cu fișa de 2,50 are dimensiunile bazei mici 30x30 cm și ale bazei mari, la nivelul terenului 71,6x46,6cm

fiind executat într-un nisip argilos cu : modulul de deformare liniară, $E = 155 \text{ daN/cm}^2$; unghiul de frecare interioară, $\phi = 17^\circ$; coeziunea $c = 0,20 \text{ daN/cm}^2$ și coeficientul lui Poisson, $\mu = 0,28$. Din echivalarea volumului real al elementului cu cel al unui trunchi de con a rezultat diametrul bazei mari, $d_p = 61,58 \text{ cm}$ și cel al bazei mici $d_b = 33,84 \text{ cm}$. Făcînd abstracție de imposibilitatea practică a determinării valorilor reale ale caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului, cele două diagrame din figura 3.11 au aluri analoage, ceea ce denotă o aproximare bună, prin calculul teoretic al stării de tensiuni și deformații din teren.

CAP. 4.- STUDII EXPERIMENTALE ASUPRA INCERCĂRII VIBRODINAMICE ȘI VIBROPENETRĂRII CU CON

Studiile experimentale de laborator au vizat următoarele aspecte : realizarea unui echipament de măsurare și înregistrare a parametrilor de vibroînfigere, atașabil agregatelor de vibropresare AVP-1 și AVP-2 și necesar în evaluarea capacității portante a elementelor de fundare indirectă introduse în teren cu utilaje vibratoare prin încercare vibrodinamică, după metoda propusă de autor în capitolul 3; încercări vibrodinamice și la compresiuni statice axiale, în condiții de laborator și compararea rezultatelor obținute cu metoda propusă și cu aplicarea relațiilor (3.20) și (1.77) din literatura de specialitate; cercetări asupra noii tehnici corelative de vibropenetrare cu con, preconizată de autor pentru prospectarea terenurilor la fața locului.

4.1. DESCRIEREA INSTALAȚIEI DE VIBROPENETRARE ȘI A CONDIȚIILOR DE EXPERIMENTARE

Realizată ca model funcțional prin autodotare în cadrul Catedrei de Drumuri și Fundații, instalația mobilă de vibropenetrare folosită în încercări se compune din următoarele elemente principale : vibrogeneratorul cu mase excentrice în rotație (turația, $n = 1090 \text{ rot/min}$. și amplitudinea forței perturbatoare, $F_0 = 137 \text{ daN}$); motor electric de acționare, alimentat din rețea la 380 V și cu puterea de $1,0 \text{ kW}$; cadrul metalic al vibrogeneratorului; grindă pentru ghidarea cadrului vibratorului; troliu cu cablu și scripete fix pentru manevrarea pe verticală a cadrului, împreună cu vibrogeneratorul; cărucior pen-

tru deplasarea instalației; tije tubulare cu diametrul 22 mm și lungime 1,0 m, îmbinate prin înfiletare și înșirate pe conductorul trifilar al traductorului de forță, montat deasupra vârfului conic, cu suprafața bazei de 10,0 cm² și unghiul la vîrf de 90°; echipament pentru măsurarea și înregistrarea parametrilor de vibroînfigere.

Traductorul de forță, realizat sub formă cilindrică și de tip rezistiv, este protejat de o manta metalică, cu diametrul 3,50 cm, identic cu cel al conului. Ansamblul de tije este prins rigid de vibrator prin intermediul unui dispozitiv, ce asigură protejarea conductorului traductorului de forță. În unele încercări s-a utilizat și al doilea traductor de forță, interpus tijelor și vibratorului. La opuzarea cursei (în jos) cadrului vibrogeneratorului, prin intermediul releului montat pe instalație, este întreruptă alimentarea cu curent a motorului electric.

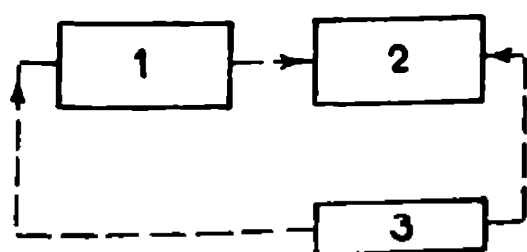
În scopul realizării unui echipament fiabil pentru măsurarea și înregistrarea parametrilor vibroînfigerii, în condițiile de lucru în teren (pentru agregatele de vibropresare românești sau ca vibropenetrometru) pe parcursul încercărilor acesta a suferit modificări atât în ceea ce privește execuția sa constructivă cât și a tipului de înregistrator utilizat (imaginile foto din anexă).

În experimentări s-au făcut măsurători și înregistrări ale unor mărimi specifice procesului de vibroînfigere, cum sînt: amplitudinea (A) și frecvența (f) a oscilațiilor ansamblului vibrator-element, spațiul de înfigere în pămînt (h), respectiv viteza medie a înfigerii (v) și puterea consumată de motorul electric al vibratorului (N).

Pentru că mișcarea de vibroînfigere se poate considera compusă dintr-o mișcare rectilinie (în sensul pătrunderii) și una de oscilații armonice, în continuare, se vor prezenta, separat pentru cele două categorii de mișcări, componentele echipamentului de măsurare, mărimile măsurate și modul de interpretare a înregistrării.

A.- Măsurarea mărimilor mișcării rectilinii

Schema bloc a subansamblului este redată în fig.4.1, unde :



1 - dispozitiv de măsurare a deplasării în jos a cadrului vibratorului; 2 - înregistrator; 3 - motor de alimentare.

Inițial, dispozitivul 1 s-a realizat pe principiul rezistorului cu cursor; rezistența, din două fire

Fig. 4.1.

de constantan, s-a montat pe un suport rigid de-a lungul ghidajului vertical al cadrului vibrogeneratorului. Cursorul, fixat de cadru printr-o lamelă elastică, realiza contactul cu rezistența, prin presare pe suportul rigid al acesteia. De asemenea, în încercările inițiale, s-a folosit oscilograful multicanal de tip "HONEYWELL", cu hîrtie fotosensibilă la lumina naturală și viteze de derulare : 250 mm/s și 25 mm/s. Alături de celelalte semnale înregistrate (amplitudinea de oscilație a vibratorului și elementului, rezistența dinamică pe vîrfurile conului), cel al deplasării rectilinii apărea sub forma unei curbe ce traversa hîrtia înregistratorului.

Considerînd etalonarea pentru o deplasare în jos a cadrului vibratorului de 1,0 m, din înregistrare se obțin timpii de înfigere pe echidistanțele dorite, de exemplu, 10 cm. În figura 4.2 se prezintă

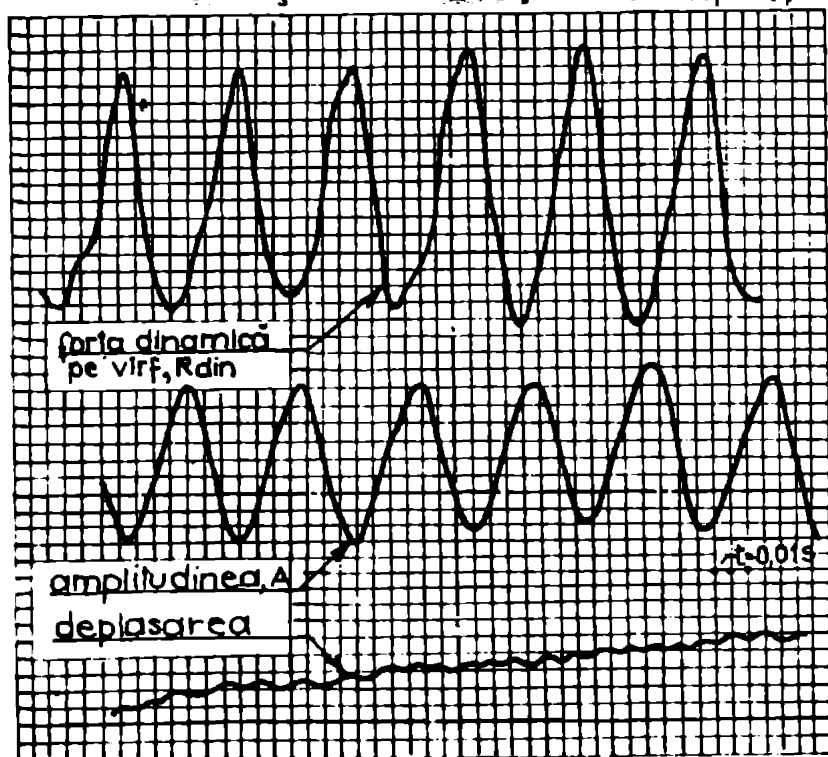


Fig. 4.2.

înregistrator s-a folosit unul cu penițe de fabricație RDG (tip TSS-101) alimentat din acumulatori, 12 V.

Dispozitivul mecano-electric (fig.4.3) montat lateral grinzii de ghidare se compune din : rolă (1) pentru întinderea cablului (montată la partea superioară a ghidajului); cablu (2) flexibil, inextensibil, de diametru 2,5 mm; tambur (3); disc cu came (4); întrerupător electric (5); bridă (6) de legătură cu cadrul vibratorului. Prin concepția constructivă a dispozitivului mecano-electric, discul cu came (4) este pus în mișcare de rotație numai la deplasarea în jos a cadrului vibratorului, deci în timpul vibroînfigerii. Discul cu came (4) are forma unui poligon convex regulat, putîndu-se realiza cu numărul de laturi dorit; în varianta constructivă folosită în testări la o rotație completă a discului (4) deplasarea verticală corespunzătoare a fost de

250 mm, realizându-se 12 acționări asupra întrerupătorului electric (5), (fig.4.3)

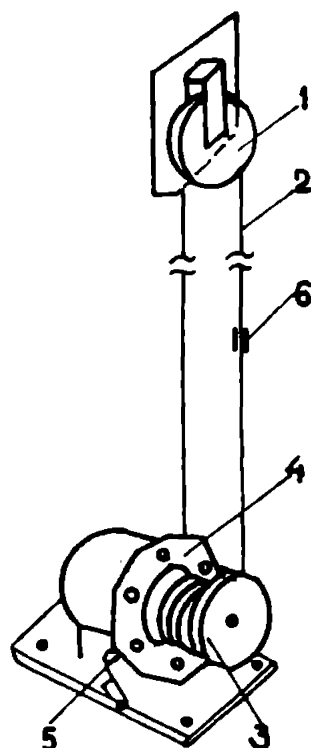


Fig. 4.3.

Inregistratorul TSS permite antrenarea hîrtiei în trei trepte de viteză : 1 mm/s, 25 mm/s și 50 mm/s; pentru economisirea hîrtiei, la viteze mici de pătrundere a elementului în teren, se folosește cea mai mică treaptă de viteză.

Impulsurile electrice furnizate de microîntrerupătorul electric sînt vizualizate pe hîrtia înregistratorului (alături de amplitudinea vibrațiilor sau forța pe vîrfurile vibropenetrometrului) sub forma unor semnale treaptă a căror lungime în timp este funcție directă de viteza de rotație a discului cu came și implicit de viteza de deplasare în jos a ansamblului vibrator-element. În fig.4.4 este redat un eșantion din semnalul treaptă înregistrat (alături de forța pe vîrfurile conice), pentru viteza de antrenare a hîrtiei de

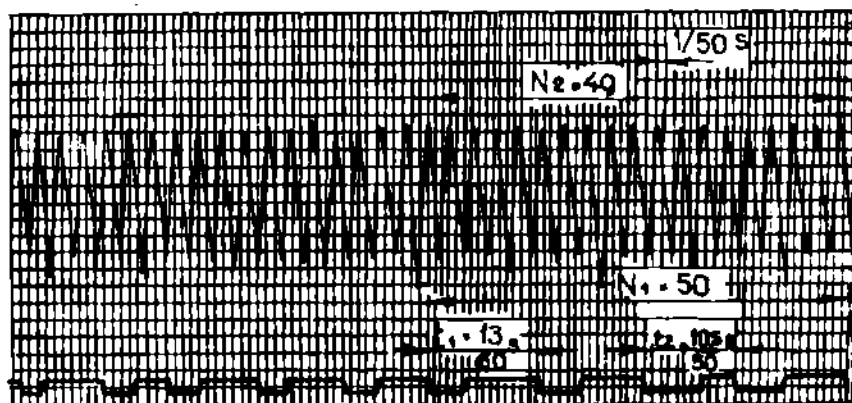


Fig. 4.4.

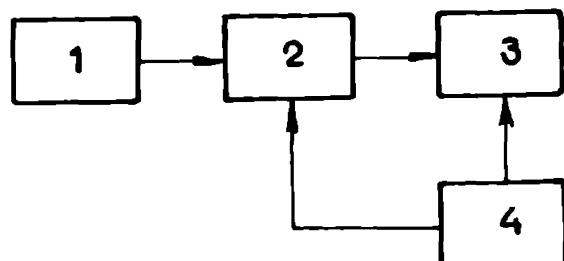
de antrenare a hîrtiei de 50 mm/s. Cunoscînd că unui ciclu "închis-deschis" al întrerupătorului (5) (fig. 4.3) îi corespund $25\text{cm}/12 = 2,08\text{ cm}$ deplasare verticală și de asemenea, știind viteza de antrenare a hîrtiei, se determină ușor timpul aferent fiecărei echidistanțe de 2,08 cm (sau unui multiplu de 2,08 cm). De exemplu, pentru timpii $t_1 = (13/50)\text{s}$ și $t_2 = (10,5/50)\text{s}$, din fig.4.4, rezultă vitezele medii pe 2,08 cm : $v_1 = 8,0\text{ cm/s}$; $v_2 = 9,9\text{ cm/s}$.

B.- Măsurarea mărimilor în mișcarea oscilatorie armonică

În mișcarea oscilatorie armonică s-au înregistrat : amplitudinea oscilațiilor, frecvența și forța dinamică de răspuns pe vîrfurile conice, prin captorul de forță cu traductori tensometrici rezistivi, montat deasupra conului. Dacă primele două mărimi interesează - mai ales - în încercările vibrodinamice ale elementelor de fundare indirectă, cea a forței dinamice de răspuns prezintă interes în prospectarea terenurilor prin tehnica vibropenetrării.

B.1.- Măsurarea amplitudinii de oscilație

Componentele echipamentului de măsurare - înregistrare sînt prezentate în schema bloc din fig.4.5, în care :



1 - captor de accelerații, tip KD-35a; 2 - amplificator și integrator, tip SM-31a; 3 - înregistrator TSS; 4 - sursă de alimentare (acumulatori sau rețea). Captorul de accelerații caracterizat prin dimensiuni și greutate redusă, robustețe, a fost preferat altor tipuri de traducători și prin faptul că, în perspectivă,

Fig. 4.5.

tipul KD-35 se va realiza ca produs de serie de către I.A.U.C. București [14]. Prin dubla integrare a semnalului accelerometrului se obține un semnal proporțional cu deplasarea. Înaintea încercărilor propriu-zise de vibroînfigere s-a înregistrat o vibrogramă etalon pe care s-au raportat amplitudinile de oscilație cunoscute. Dublul amplitudinilor de oscilație în timpul vibroînfigerii s-a determinat din vibrograma înregistrată prin compararea valorilor acestora cu cele ale vibrogramei etalon.

Ca amplitudini etalon s-au folosit cele măsurate în timpul mișcării oscilatorii a vibratorului, în regim staționar și fără element atașat.

O aproximare acceptabilă a mărimii reale a amplitudinii de oscilație a vibratorului, în situația de mai sus, s-a obținut în modul următor : pe hîrtia lipită de corpul vibratorului (în plan vertical) în timpul mișcării staționare de vibrație, un creion cu vârful ascuțit a fost deplasat în plan orizontal, de-a lungul unui ghidaj, vârful fiind în contact permanent cu hîrtia. Dublul amplitudinii măsurate s-a trecut pe vibrograma etalon, înregistrată, în același timp al mișcării, prin captorul de accelerație.

Pentru o creștere a preciziei la etalonarea vibrogramei înregistrate cu captor de accelerații poate fi folosit tastograful. În cazul vibrațiilor cu frecvență mult inferioară frecvenței proprii a pieselor mobile ale aparatului, vibrograma înregistrată reproduce exact mișcarea, amplificată de sistemul de pîrghii al aparatului. În timpul utilizării tastograful poate fi ținut în mîină, contactul cu elementul în vibrație realizîndu-se prin palpator, sub efectul forței de apăsare exercitată de operator.

B.2.- Determinarea frecvenței oscilațiilor

Prin folosirea caroiajului milimetric a hîrtiei de înregistrare a vibrogramei și a vitezei de derulare se poate calcula frecvența oscilațiilor. Se măsoară numărul N_1 de milimetri corespunzător derulării hîrtiei într-o secundă și numărul N_2 de milimetri corespunzător la n perioade de oscilație (fig.4.6).

Frecvența se calculează cu relația [15] :

$$f = n \frac{N_1}{N_2} \quad (\text{Hz}) \quad (4.1)$$

Pentru exemplul din figura 4.6 rezultă $f = 18(50/49) = 18 \text{ Hz}$.

B.3.- Măsurarea forțelor dinamice

Schema bloc a componentelor echipamentului de măsurare este redată în figura 4.6, în care :

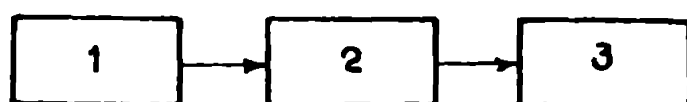


Fig. 4.6.

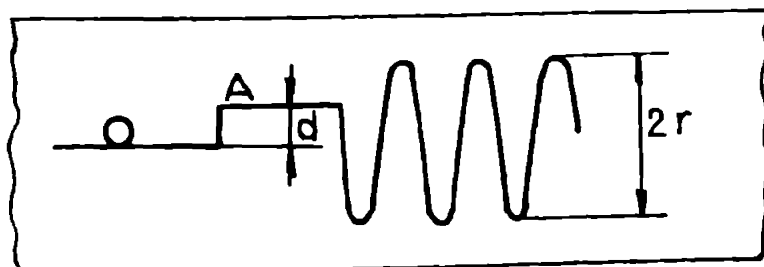


Fig. 4.7.

(d) între cele două linii. După înregistrare, măsurînd pe vibrogramă dublul amplitudinii ($2r$), se află amplitudinea reală a rezistenței dinamice cu relația :

$$R = \frac{r}{d} F \quad (4.2)$$

C.- Măsurarea puterii consumate de motorul electric al vibratorului

Pentru determinarea puterii consumate în timpul vibroînregistrării, N , este necesară măsurarea puterii active, N_1 , consumată din rețeaua de alimentare a motorului. În experimentări, aceasta s-a mă-

surat cu ajutorul unui wattmetru. Altă posibilitate de determinare o reprezintă măsurarea intensității curentului absorbit I (A), a tensiunii U (V) și a fazei φ , puterea activă, N_1 fiind calculată cu relația :

$$N_1 = \sqrt{3} \cos \varphi \frac{I U}{1000} \quad (\text{kW}) \quad (4.3)$$

Puterea consumată în timpul vibroînfigerii este dată de expresia :

$$N = N_1 \cdot \eta - N_2 \quad (4.4)$$

în care : η - factorul de putere al motorului electric, luat conform datelor sale tehnice; N_2 - puterea de mers în gol a vibratorului, care ține seama de pierderile de putere datorite pieselor în mișcare ale acestuia.

Puterea N_2 se poate măsura wattmetric pentru situația vibratorului suspendat, funcționând în poziție orizontală.

În câteva încercări de vibropenetrare, în laborator, s-a urmărit testarea dispozitivului electronic, conceput și realizat în catedră, pentru determinarea lucrului mecanic al forței măsurate prin captorul interpus vibratorului și tijelor. Dispozitivul realizează produsul între valoarea medie a semnalului electric aferent forței și cel aferent amplitudinii oscilației, într-o semiperioadă. Valoarea produsului, determinat secvențial din patru în patru perioade, se înregistrează, peste vibrograma amplitudinii sau forței pe vîrf, sub forma unor segmente de dreaptă (ca în fig.4.4). Pentru eliminarea efectelor defazajului captorii de forță și amplitudine a oscilațiilor se montează la același nivel. În ipoteza că cele două semnale sînt sinusoidale etalonarea presupune încercarea de vibrare a ansamblului format din vibrator și prima tijă, deasupra nivelului terenului, măsurarea frecvenței și amplitudinii oscilațiilor și efectuarea produsului matematic, ce se trece pe vibrograma etalon a amplitudinii (sau a forței) și cea a lucrului mecanic. Datorită modului mai laborios de etalonare și măsurare a lucrului mecanic, prin intermediul captorului de forță dintre vibrator și tije, se consideră că dispozitivul electronic realizat în acest scop, este util cercetărilor ulterioare de laborator asupra procesului de vibroînfigere.

În cazul încercărilor vibrodinamice ale elementelor de fundare indirectă, folosind agregatele de vibropresare AVP-1 și AVP-2, măsurarea puterii consumate de motorul electric al vibratorului cu ajutorul wattmetrului sau ampermetrului și voltmetrului (ce s-ar monta la bordul vibroagregatelor) se dovedește suficient de exactă pentru scopurile practice de evaluare a capacității portante, după metodologia propusă în capitolul 3.

Experimentările s-au realizat într-o cuvă de volum 0,60x0,60x2,50 m, amenajată în standul de încercări al catedrei. Materialul

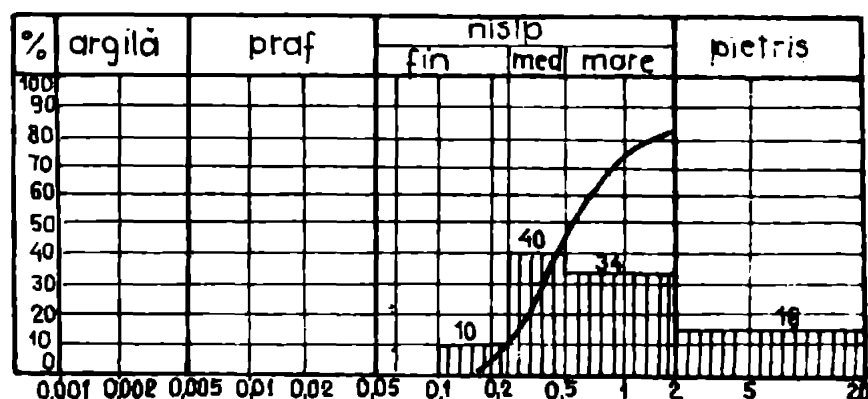


Fig. 4.8.

folosit a fost un nisip mijlociu (40%) și mare (34%) în stare uscată, pentru care curba granulometrică și histograma sînt reprezentate în fig.4.8. Deoarece pe 75,0 cm din înălțimea cuvei materialul nisipos existent în stand se găsea în stare îndesa-

tă, acesta s-a păstrat; umplerea controlată a cuvei cu nisip s-a făcut doar pe 1,75 m. Nisipul s-a așternut în straturi cu grosimi de 25 cm; fiecare strat a fost compactat prin batere manuală cu un mai de masă 5 kg și diametru 15 cm (s-au aplicat 25 de lovituri pe strat, în două cicluri : 16 lovituri, cu urmele tangente și 9, decalate față de cele marginale cu o jumătate de diametru. Pentru fiecare umplere a cuvei, omogenitatea stării de îndesare a nisipului s-a stabilit prin două penetrări dinamice cu con; s-a folosit penetrometrul dinamic ușor, P.D.U. cu diametrul tijelor de 22 mm; masa berbecului, $M = 10$ kg; înălțimea de cădere, $H = 50$ cm; suprafața bazei conului, $A = 10$ cm², parametrul $NMH/eA = 5 N_{10}$ kg/cm² [92]. Delimitarea substraturilor omogene s-a făcut prin diagrama integrală medie a P.D.U. [100], iar evaluarea stării de îndesare, prin numărul mediu de lovituri N_{30} (STAS 1243-83) stabilit pe baza corelației $N_{10} = 7,9 N_{30}$ [93] între P.D.U. și penetrarea standard cu con, care înlocuiește sabotul, conform STAS 1242/5-81.

În trei din cele cinci serii de umplere a cuvei cu nisip s-au efectuat un număr de peste 15 vibropenetrări, în special cu conul de suprafață a bazei 10 cm²; acestea au servit atât în studiile corelative ale vitezei de vibropenetrare cu adîncimea de pătrundere în stratul omogen de pămînt, cît și în verificarea comportamentului dispozitivelor electromecanice ale instalației, a componentelor echipamentelor de măsurare - înregistrare, la stabilirea unui mod de lucru în încercările combinate vibrodinamice și statice, pe coloana vibropenetrometrului asimilată unui minipilot.

În continuare se vor prezenta valorile medii ale rezultatelor încercărilor realizate în seriile IV și V de umplere a cuvei; înregistrările parametrilor de vibropenetrare (timpul de pătrundere, am-

plitudinea oscilațiilor și forța de răspuns a terenului pe vârful conic)

s-au făcut pe înregistratorul multicanal, cu hîrtie fotosensibilă.

Datorită similitudinii rezultatelor încercărilor P.D.U., în nisipul din cele două serii de umplere a cuvei, pentru numărul mediu de lovituri, $N_{10 \text{ med}}$, diagramele ($N_{10 \text{ med}, h}$) și ($\sum N_{10 \text{ med}, h}$) sînt prezentate în fig.4.9. Din diagrame rezultă că între cotele -0,20 - 1,20 m orizontul de nisip II (din ambele serii IV și V) poate fi considerat omogen, avînd o stare afînată (cu $N_{30} < 9$, conform STAS 1243-83).

În fiecare serie s-au realizat trei vibropenetrări, continue,

cu conul de suprafață 10 cm^2 , (C10), la cotele : -1,30 ; -1,00 m și -0,80 m și una cu conul de suprafață 15 cm^2 (C15), la cota -1,30 m. În timpul vibropenetrărilor continue, cu conul C10, s-au măsurat, pe lîngă parametrii de vibropenetrare și puterea (cu ajutorul wattmetrului) consumată de motorul electric al vibratorului; după vibrarea, cu deplasarea blocată a cadrului vibratorului (la cotele de mai sus) și măsurarea amplitudinii și frecvenței oscilațiilor, precum și a puterii consumată de motorul electric (necesare determinării forței dinamice de frecare, F) vibropenetrarea a continuat pînă la cotele -1,50 m; -1,20 m și -1,00 m. Datorită timpilor foarte mici de vibroînfigere, în etapa finală, măsurarea parametrilor mișcării de pătrundere și oscilațiilor, inclusiv citirea pe wattmetru a puterii consumate, a fost posibilă pentru vibropenetrarea de la -1,30 m la -1,50 m. Pentru celelalte două vibropenetrări (de la cota -1,00 m la -1,20 m și respectiv de la -0,80 m la -1,00 m) parametrii vibrodinamici din sta-

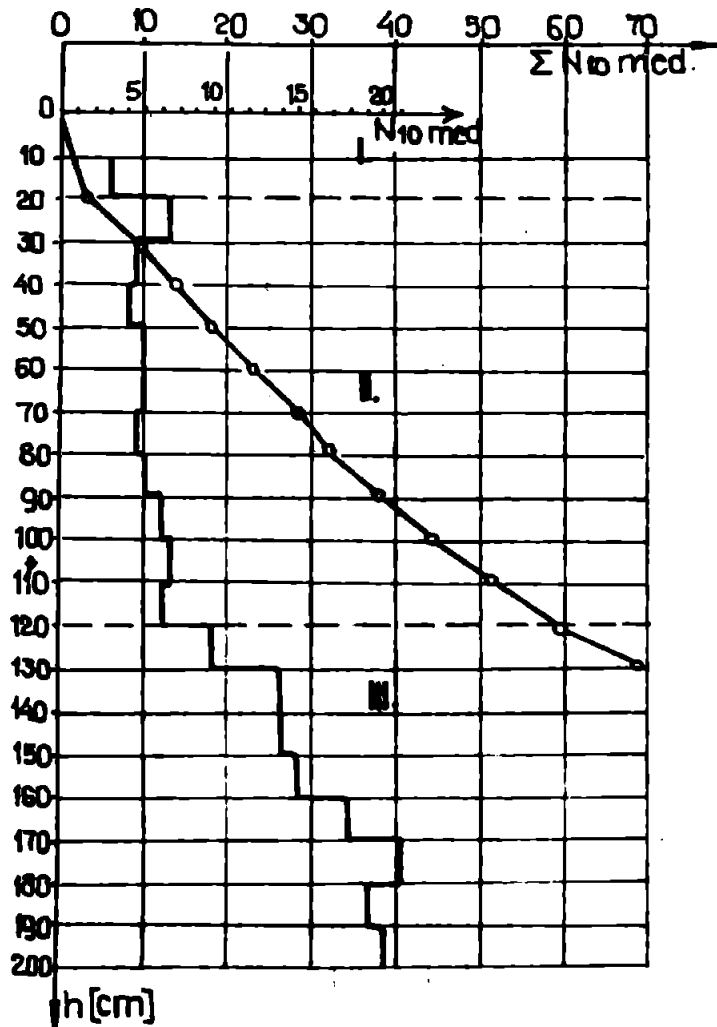


Fig. 4.9.

pa finală - pe ultimii 10 cm de înfigere - s-au considerat cei măsurati și înregistrați în vibropenetrarea continuă pînă la cota -1,30 m. Coloana vibropenetrometrului, cu conul C10, asimilată unui minipilot, a fost încărcată în condiții statice de compresiune axială, la cotele vârfului de : -1,50 m; -1,20 m și -1,00 m.

4.2. INCERCARI VIBRODINAMICE SI STATICE PE ELEMENTE MINIPILOT

4.2.1. Modul de lucru

Ca minipilot s-a asimilat ansamblul format din coloana vibropenetrometrului, cu diametru de 22 mm, terminată cu captorul de forță și vârful conic, de diametru 3,6 cm.

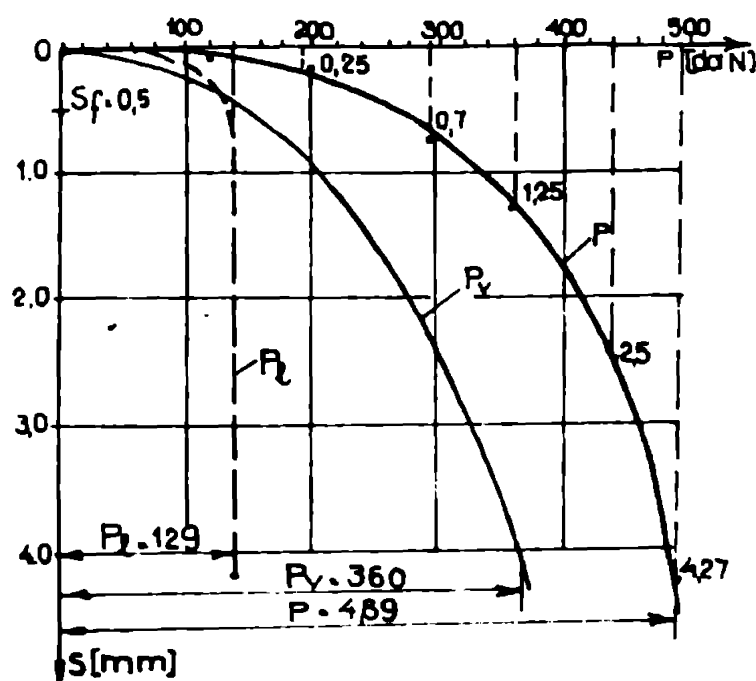
În condițiile specifice laboratorului, etapele desfășurării unei încercări combinate, vibrodinamice și statice, de exemplu prima vibropenetrare din seriile IV și V de umplere a cuvei, au fost : vibropenetrarea continuă pînă la cota -1,30 m (cu 20 cm deasupra cotei finale, -1,50 m) cu măsurarea parametrilor vibrodinamici (inclusiv a forței pe vârful conic); cu deplasarea blocată a cadrului vibratorului și sub acțiunea vibrațiilor s-au măsurat amplitudinea și frecvența oscilațiilor minipilotului și puterea consumată de motorul electric al vibratorului; continuarea vibropenetrării, pînă la cota finală, cu măsurarea parametrilor vibrodinamici; încercarea la compresiuni statice axiale a minipilotului, după un timp de odihnă de 2 ore. Încercarea în condiții statice s-a realizat cu o presă hidraulică de 10 kN, iar tasările minipilotului s-au măsurat cu două comparatoare dispuse diametral. Faza de stabilizare a tasării s-a considerat atinsă atunci cînd diferența tasărilor medii înregistrate în două intervale de citiri consecutive, la 15 minute, nu au depășit 0,1 mm.

Pe baza rezultatelor încercărilor vibrodinamice și în condiții statice, pe minipiloți (cu vârful la cotele : -1,50 m, -1,20 m și -1,00 m) din seriile IV și V, s-au calculat mediile valorilor măsurimilor măsurate, pentru fiecare cotă de nivel, considerînd că acestea sînt mai reprezentative pe ansamblul celor două serii. Deci, corespunzător fiecărei cote de nivel s-au determinat : o diagramă medie încărcare - tasare (cu media tasărilor stabilizate sub aceeași treaptă de încărcare) și mediile valorilor parametrilor vibrodinamici măsurati și înregistrați. Acestea din urmă s-au considerat diferențiat : pentru calculul forței dinamice de frecare, F (indice : pu-

terea, N ; amplitudinea oscilațiilor, A și frecvența acestora, f , pentru deplasarea cadrului vibratorului blocată și vibrarea minipilotului deasupra cotei finale cu 20 cm) și calculul forței dinamice pe vîrf, R (adică : puterea, N ; amplitudinea oscilațiilor, A ; perioada oscilațiilor, T ; viteza medie de pătrundere în pămînt, v_{med} și pătrunderea medie, x_p , pentru finalul vibroînfigerii pînă la cotă, pe ultimii 10 cm).

Cele trei diagrame medii încărcare - tasare (pentru cotele -1,50 m; -1,20 m; -1,00 m) au fost prelucrate matematic, conform metodei propuse în capitolul 2 al lucrării, calculîndu-se încărcările totale, $P = f(s)$ (aproximate analitic prin două funcții putere) și încărcările pe vîrf, P_v și de frecare laterală, P_l . Datorită aproximației analitice, practic foarte bună, a diagramei medii încărcare - tasare, a minipiloților încercați la aceeași cotă, capacitatea portantă limită s-a considerat cea calculată analitic pentru tasarea de 4,0 mm (ceea ce, conform STAS 2561/2-81, ar corespunde criteriului de deformație 1/10 din diametrul bazei); la aceeași tasare s-au determinat și valorile încărcărilor pe vîrf, P_{v4} și de frecare laterală, P_{l4} . Corespondențele cu notațiile din formulele vibrodinamice (capitolul 3 al lucrării) sînt : $R_{st} = P_{v4}$ și $F_{st} = P_{l4}$. Cu forțele medii de rezistență statică și dinamică, calculate pentru cele trei cote de nivel, s-au determinat rapoartele $k_f = F_{st}/F$ și $k_p = R_{st}/R$.

Capacitatea portantă limită pe baza încercărilor vibrodinamice s-a calculat pentru media valorilor parametrilor vibrodinamici obținuți din încercările minipiloților, la aceeași cotă a vîrfului, în seriile IV și V, prin relația (3.57) propusă de autor și relațiile : (3.20), după Golovacev și (1.77) după normele sovietice SNIP.



4.2.2. Prelucrarea și compararea rezultatelor

În fig.4.10 sînt prezentate diagramele încărcare - tasare pentru forțele pe vîrf, P_v , pe suprafața laterală, P_l și suma lor, P , obținute din prelucrarea matematică a diagramei medii (P, s) pentru minipiloții încercați în condiții statice și avînd vîrf

la cota -1,20 m față de nivelul nisipului din cuvă. Pentru această cotă, valoarea capacității portante limită, calculată la tasarea $s = 4,0$ mm, este $P_4 = 489$ daN. La aceeași tasare, încărcările pe suprafața laterală și vîrf sînt: $P_{L4} = 129$ daN și $P_{V4} = 360$ daN.

Din prelucrarea în același mod a diagramelor medii a încercărilor minipiloților cu vîrfurile la -1,50 m și respectiv -1,00 m s-au obținut: $P_4 = 575$ daN, $P_{L4} = 275$ daN, $P_{V4} = 300$ daN, pentru cota -1,50 m și $P_4 = 410$ daN, $P_{L4} = 270$ daN, $P_{V4} = 140$ daN, pentru cota -1,00 m.

În tabelul 4.1 sînt prezentate valorile medii ale parametrilor vibrodinamici folosite în calculul forțelor dinamice pe suprafața laterală, F și vîrf, R pentru încercările minipiloților la cotele de nivel ale vîrfurilor de: 1,50 m; 1,20 m și 1,00 m.

Tabelul 4.1.

Incer- cări la cota	Valorile medii ale parametrilor vibrodinamici pentru								
	Calculul forței, F			Calculul forței, R					
	N (kW)	A (mm)	f (Hz)	N (kW)	T (s)	v_{med} (cm/s)	A (mm)	x_p (mm)	G (daN)
-1,50 m	0,160	4,2	18,0	0,420	0,056	2,48	5,6	1,39	84,0
-1,20 m	0,150	4,0	18,0	0,400	0,056	4,95	5,3	2,77	84,0
-1,00 m	0,150	4,0	18,0	0,400	0,050	6,67	4,78	3,73	84,0

Exemplificarea modului de calcul a capacității portante limită, cu formulele vibrodinamice amintite anterior, este făcută în continuare, pentru media valorilor mărimilor măsurate și înregistrate în încercările vibrodinamice ale minipiloților de la cota -1,20 m. În calculul forței dinamice de frecare, F , amplitudinea medie și frecvența au fost $A = 4,0$ mm și respectiv $f = 18$ Hz, iar cu media valorilor puterilor, măsurate wattmetric, din expresia (4.4) s-a obținut $N = 0,150$ kW. Cu relația (3.45) propusă în capitolul 3, paragraful 3.3 rezultă: $F = 25 \cdot 0,150 / 0,4 \cdot 18 = 0,52$ kN.

Cu valorile medii ale parametrilor vibrodinamici, pe ultimii 10 cm de înfigere, pînă la cotă ($N = 400$ W; $A = 5,33$ mm; $T = 0,056$ s; $v_{med} = 4,95$ cm/s; $x_p = 2,77$ cm), greutatea ansamblului vibrator și minipilot, $G = 84$ daN și forța dinamică de frecare, $F = 52$ daN, introduse în relația propusă (3.46) se determină rezistența dinamică pe vîrf, R :

$$R = \frac{0,056 \cdot 0,400 + 0,84 \cdot 0,00277 - 0,52(4,0 \cdot 0,00533 + 0,00277)}{0,00533/5 + 0,00277} = 3,91 \text{ kN.}$$

Se calculează rapoartele $k_f = 129/52 = 2,48$; $k_r = 360/391 = 0,92$;
 $\delta l = 129/360 = 0,358$.

Capacitatea portantă limită calculată cu relația (3.57) propusă de autor este :

$$P_{st.lim} = \frac{(0,400 + 0,84 \cdot 0,0495)(1 + 0,358) \cdot 2,48}{4 \cdot 0,00533 \cdot 0,358 \cdot 18 + 0,2 \cdot 0,00533 \cdot \frac{2,48}{0,92} \cdot 18 + 0,0495(0,358 + \frac{2,48}{0,92})} = 4,37 \text{ kN.}$$

După relația lui Golovacev (3.20) cu mărimile în sistemul tolerat de unități de măsură, se obține :

$$P_{st.lim} = \frac{(612 \cdot 0,400 + 0,084 \cdot 297) \cdot 2,48 \cdot 1,358}{0,4 \cdot 5,33 \cdot 1080 \cdot 0,358 + 297 \cdot \frac{2,48}{0,92}} = 0,5594 \text{ tf}$$

Cu relația (1.77) în care, conform recomandărilor SNiP [58] s-a luat pentru pisipul uscat $\lambda = 3$, rezultă :

$$P_{st.lim} = 3 \left(\frac{153 \cdot 0,400}{0,533 \cdot 1080} + 0,084 \right) = 0,571 \text{ tf}$$

Raportînd diferența între valorile capacităților portante calculate pe baza mediei rezultatelor încercărilor în condiții statice și a celor în condiții vibrodinamice, la valoarea capacității portante calculate pentru încercările în condiții statice, se obțin diferențele relative : +10,6%, pentru relația (3.57); -14,3%, pentru relația (3.20); -16,7%, pentru relația (1.77). Pentru cazul examinat valoarea coeficientului λ din relația (1.77) definită ca raportul P_{st}/P_{din} , rezultă 2,57.

Din prelucrarea valorilor medii ale rezultatelor încercărilor vibrodinamice și în condiții statice, a minipiloților de la cotele -1,50 m și -1,00 m, s-au obținut rapoartele : $k_f = 5,19$; $k_r = 0,62$; $\delta l = 0,92$ (pentru încercările la cota -1,50 m) și $k_f = 5,19$; $k_r = 0,48$; $\delta l = 1,93$ (pentru încercările la cota -1,00 m). În tabelul 4.2 sînt prezentate valorile capacităților portante calculate pe baza mediei rezultatelor încercărilor vibrodinamice și în condiții statice, precum și diferențele relative, procentuale, pentru cele trei relații vibrodinamice de calcul.

Din tabelul 4.2 rezultă că în cazul încercărilor minipiloților la cota -1,50 m, cu vîrfurile pătrunse pe circa 30 cm în orizontul mediu îndesat III (fig.4.9) diferențele relative sînt : +0,87% (relația propusă); -34,6% (relația (3.20)) și +0,7% (relația (1.77)). Pentru încercările la cota -1,00 m, în orizontul omogen II (fig.4.9), diferențele relative sînt : +0,5% (relația propusă); -24,1% (relația

(3.20)) și -48,3% (relația (1.77)). În formula (1.77), pentru toate încercările, valoarea coeficientului λ s-a considerat egală cu 3.

Tabelul 4.2.

Încercări la cotele	Cap. port. calc. pe baza încercărilor				diferențe relative [%]		
	vibrodinamice			Statice			
	AUTOR (3.57) [daN]	GOLOVACEV (3.20) [daN]	SNiP (1.77) [daN]	P_4 [daN]	$\frac{4-1}{4}$	$\frac{4-2}{4}$	$\frac{4-3}{4}$
o	1	2	3	4	5	6	7
-1,50	570	774	571	575	+0,87	-34,6	+0,7
-1,20	437	559	571	489	+10,6	-14,3	-16,7
-1,00	408	509	608	410	+0,5	-24,1	-48,3

Dacă pentru relația (3.20) diferențele relative sînt mai mari (14,3% - 34,6%), pentru cea propusă de autor (3.57), cu considerarea deformației elastice a terenului, acestea sînt mai reduse (0,5% - 10,6%). Variațiile mari ale diferențelor relative, în cazul relației (1.77) (-48,3% la +0,7%), atrag atenția asupra influenței pregnante ce o exercită valoarea vitezei medii de înfigere a elementului asupra estimării capacității portante; aplicabilitatea ei este limitată numai în domeniul valorilor mici ale vitezelor de înfigere. Comparativ cu (1.77) relația (3.57) nu este restrictivă în ceea ce privește valoarea vitezei medii de înfigere.

Spre deosebire de Golovacev care definește rapoartele k_f și k_r pe baza valorilor tabelate ale rezistențelor statice pe vîrf, P_v , și de frecare laterală, f , modul de definire a acestora preconizat de autor, pentru elementele flotante, prismatice și cilindrice, în condițiile concrete ale amplasamentului, permite un control mai riguros a capacității portante a piloților încercați vibrodinamic.

4.3. ÎNCERCĂRI VIBRODINAMICE ÎN TEREN NATURAL CU AGREGATUL AVP-1

În cadrul contractului nr. 1947/83 de asistență tehnică la proiectarea, execuția și experimentarea agregatului de vibropresare-percuție, AVPP-1, beneficiar I.R. Brăila, s-au făcut încercări de vibroînfigeri ale elementului de inventar de formă trunchi de piramidă, realizat din tablă metalică, cu dimensiunile 30x40 cm baza

mică, 60x80 cm, baza mare și înălțimea 3,0 m. Introducerile în teren ale elementului s-au făcut sub acțiunea vibrațiilor, a vibrațiilor cu presare și a percuțiilor. S-a urmărit, pe lângă comportamentul vibrogeneratorului la cele trei regimuri de lucru și măsurarea și înregistrarea parametrilor mișcării de vibroînfigere. Aceste încercări au oferit un bun prilej pentru testarea echipamentului de măsurare înregistrare, preconizat pentru încercarea vibrodinamică a elementelor introduse în teren cu agregatul românesc de vibropresare AVP-1. Lateral grinzii de ghidare a cadrului vibrogeneratorului s-a montat dispozitivul mecano-electric (fig.4.3) pentru măsurarea parametrilor mișcării liniare. Amplitudinea oscilațiilor, în cazul celor două vibroînfigeri sub efectul vibrațiilor pure, s-a măsurat și înregistrat cu componentele schemei bloc din fig.4.5. Pe hîrtia înregistratorului (TSS) cu penițe s-au înregistrat semnalele treaptă pentru măsurarea timpului de vibroînfigere și amplitudinea oscilațiilor, asemenea fig.4.4. Cu toate că într-o încercare vibrodinamică propriu-zisă acești parametri se înregistrează doar în porțiunea finală a vibroînfigerii, în cazul încercărilor amintite înregistrările s-au efectuat pe toată adîncimea de înfigere. Alimentarea înregistratorului s-a realizat din acumulatori, 12 V. Determinarea puterilor N_1 și N_2 s-a făcut prin intermediul măsurătorilor tensiunii și intensității curentului, relația (4.3), iar puterea consumată pe parcursul vibroînfigerii cu (4.4), pentru un factor de putere $\eta = 0,85$.

Se cuvine precizat faptul că exceptînd dispozitivul mecano-electric (fig.4.3) care se montează pe utilaj, wattmetrul (sau ampermetrul și voltmetrul) care pot intra în dotarea vibroagregatului, de asemenea, cu același regim și sursa de alimentare cu acumulatori, restul echipamentului pentru încercări vibrodinamice se rezumă la două aparate, ușor manevrabile pe teren : înregistratorul cu penițe (tip TSS) și amplificator-integrator de semnal, realizat ca ansamblu compact, închis în cutie proprie.

Cele două înfigeri ale vibromaiului, prins rigid de vibrator, s-au realizat cu o fișă de 1,80 m, într-un strat din argilă cafenie, plastic vîrtoasă cu : $w = 22\%$; $I_c = 0,8$; $\phi = 15^\circ$; $c = 0,4 \text{ daN/cm}^2$; $E = 240 \text{ daN/cm}^2$; $\mu = 0,35$, de grosime 2,20 m, urmat de un orizont de prafuri argiloase plastic consistente, $I_c = 0,7$.

Pe ultimii 30 cm ai fișei, media valorilor parametrilor măsurați și înregistrați, în cele două încercări, este : $t = 86 \text{ s}$; $v = 30 : 86 = 0,35 \text{ cm/s}$; $A = 8,3 \text{ mm}$; $f = 13 \text{ Hz}$; $N_2 = 5,5 \text{ kW}$; $N_1 = 19,2 \text{ kW}$; Greutatea ansamblului vibrator+element = 59,0 kN.

Cu relația propusă de autor (3.31) forța dinamică de rezistență pentru o perioadă este :

$$P_{din} = \frac{10,82 + 59,0 \cdot 0,0035}{0,0035 + 0,2 \cdot 0,0083 \cdot 13} = \frac{11,03}{0,025} = 441 \text{ kN}$$

Pentru $\alpha_{med} = 3,33^{\circ}$, relația lui Golovacev (3.29') dă valoarea :

$$P_{din} = \frac{612 \cdot 10,82 + 5,9 \cdot 21}{21 + \frac{0,2 \cdot 0,83 \cdot 780}{0,058}} = \frac{6745,74}{2253,41} = 2,99 \text{ tf} = 29,9 \text{ kN}$$

Forța dinamică după relația (3.31) este de 14,7 ori mai mare decât cea prin relația (3.28'). Dacă în amprenta de adâncime 1,80 m s-ar fi turnat beton rezulta un element de fundare de tip colțar. Cu toate că nu s-a urmărit acest aspect, cu atât mai puțin capacitatea portantă a acestui element turnat pe loc, diagrama de încărcare-tasare a virtualului colțar se poate evalua prin metoda teoretică de calcul propusă în paragraful 3.4.

Considerând trunchiul de piramidă de înălțime 1,80 m echivalent unui trunchi de con (diametrul bazei mici $d_p = 39,5$ cm și cel al bazei mari $d_B = 63,20$ cm) cu relația (3.86) se calculează mărimea C care este funcție de dimensiunile geometrice ale elementului :

$$C = \frac{1}{0,6320^2} (0,395^2 \cdot 1,80 + 2 \cdot 0,395 \cdot 3,24 \cdot 0,058 + 1,33 \cdot 5,932 \cdot 0,003) = 1,146$$

Se calculează expresia : $\xi = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - 0,258}{1,258} = 0,589$

Cu expresia (3.78) se calculează presiunea p_p :

$$p_p = \frac{2 \cdot 0,4 \cdot 3,73}{1,589} - 0,4 \cdot 3,73 = 0,378$$

Cu (3.61) se calculează presiunea p :

$$p = \frac{P - 0,4 \cdot 0,998 \cdot 34287}{34287(0,998 \cdot 0,267 + 0,059)} = \frac{P - 13687}{11125}$$

Tasarea elementului se calculează cu expresia (3.85), singura necunoscută fiind presiunea p :

$$s = \frac{2 \cdot 1,35 \cdot 0,3}{240} \cdot 114,6 \left[0,378 \left(\frac{P + 0,4 \cdot 3,73}{0,378 + 0,4 \cdot 3,73} \right)^{\frac{2}{1 - 0,589}} - p \right]$$

Pentru valori incrementale ale încărcării P se obține, cu (3.61) presiunea p și apoi mărimea tasării, cu expresia (3.85). În fig.4.11 este redată diagrama încărcare-tasare pentru valorile calculate :

$$P_1 = 15000 \text{ daN} \dots p_1 = 0,118 \text{ daN/cm}^2 \dots s_1 = 0,02 \text{ cm}$$

$$P_2 = 20000 \text{ daN} \dots p_2 = 0,567 \text{ daN/cm}^2 \dots s_2 = 0,14 \text{ cm}$$

$$\vdots$$

$$\vdots$$

$$\vdots$$

$$P_8 = 50000 \text{ daN} \dots p_8 = 3,26 \text{ daN/cm}^2 \dots s_8 = 12,31 \text{ cm}$$

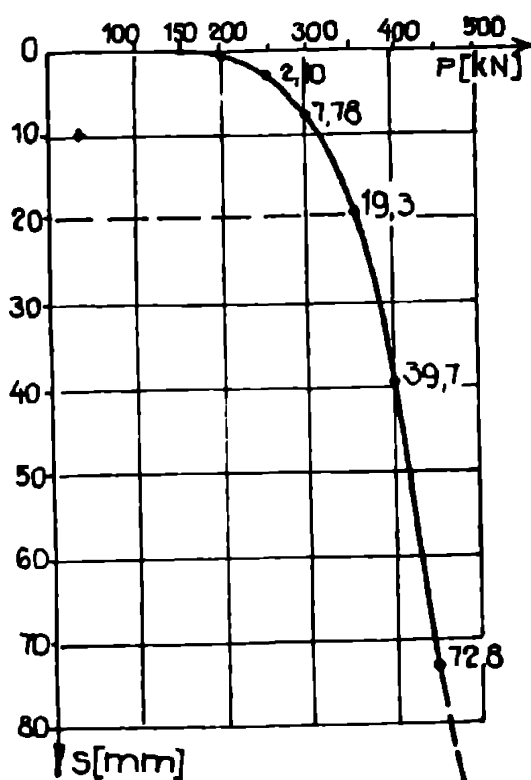


Fig. 4.11.

elementului de probă încercat la compresiuni statice axiale, pentru criteriul de deformație precizat anterior. Înlocuind în expresia (3.30) valoarea capacității portante de 280 kN și a rezistenței dinamice de 29,9 kN se obține mărimea raportului δ , de trecere de la rezistența dinamică la cea statică :

$$\delta = \frac{280,0}{0,7 \cdot 1 \cdot 29,9} = 13,37$$

respectiv, aceeași mărime calculată cu relația (3.32) :

$$\delta = \frac{280,0}{0,7 \cdot 1 \cdot 441} = 0,91$$

Dacă se adoptă un criteriu de deformație pentru determinarea capacității portante, de exemplu cel din SNiP II 17-77 (încărcarea normată pe element aferentă unei tasări $s = 0,2 \cdot \Delta_{adm}$ de structura de rezistență a construcției) atunci pentru o clădire multietajată din panouri mari tasării $s = 0,2 \cdot 10 \text{ cm} = 2 \text{ cm}$, din diagrama încărcare-tasare a elementului (fig.4.11) rezultă încărcarea normată 350 kN, respectiv capacitatea portantă de calcul $0,8 \cdot 350 \text{ kN} = 280 \text{ kN}$.

Coeficientul de omogenitate $k=0,8$ s-a considerat cu valoarea din SNiP-II-17-77, recomandată la stabilirea capacității portante de calcul a ele-

Prin faptul că fețele laterale ale vibromaiului, înclinăte față de verticală, exercită asupra terenului acțiuni cu caracter percutant, un răspuns al acestuia printr-o rezistență dinamică mai mare (comparativ cu elementele prismatice) este de așteptat. În această idee, valori subunitare ale raportului δ (după relația (3.32)) sau variații în jurul valorii unitare par mult mai verosimile decât cele obținute din aplicarea relației (3.30).

Faptul că echipamentul de încercări vibrodinamice, propus de autor, este aplicabil și în cazul elementelor de formă piramidală, introduse în teren cu agregatele de vibrație AVP-1 și AVP-2 (sau AVPP-1 în perspectivă), va permite ca pentru achiziționarea de date experimentale (de exemplu, aferente încercărilor vibrodinamice, la introducerea vibromaiului, și cele statice pe elementul de probă executat pe loc, tip colțar) și interpretarea statistico-matematică să fie definiți coeficienții, δ , specifici categoriei de teren și structură de rezistență a construcției. Cu folosirea valorilor tabelate a acestor coeficienți (δ) se va putea evalua capacitatea portantă, statică, a elementului, numai pe baza rezultatelor încercării vibrodinamice.

4.4. VIBROPENETRAREA - METODA CORELATIVA PROPUA PENTRU PROSPECTAREA TERENURILOR

4.4.1. Studiul parametrilor de vibropenetrare

Încercările de vibropenetrare, parte din ele efectuate în scopul realizării propriu-zise a instalației de vibropenetrare cu con (descrisă în paragraful 4.1) au confirmat dependența vitezei de vibroînfigere, atât de parametrii sistemului oscilant (vibrator și tije cu con), cât și de starea de îndesare a pământului nisipos, folosit în experimentările de laborator.

În studiile de vibropenetrare, ca metodă corelativă de investigație geotehnică a terenurilor, s-au măsurat și înregistrat atât parametrii mișcărilor rectilinii (de pătrundere) și oscilante, cât și forța dinamică de răspuns pe vârful conic, prin captorul de forță rezistiv plasat deasupra conului. Folosind, inițial, ca parametru, V_{10} , viteza medie de pătrundere pe echidistanțe $\Delta h = 10$ cm, s-a urmărit stabilirea unei legi de variație a acestui parametru cu spațiul de pătrundere, h , $V_{10} = f(h)$, în cuprinsul stratului omogen de pământ.

Vom referi, în continuare, asupra valorilor măsurate și înregistrate în vibropenetrările, continue, cu conul de suprafață a bazei 10 cm^2 (C 10) și suprafață 15 cm^2 (C 15), efectuate în seriile IV și V de umplere a cuvei. În fiecare vibropenetrare, pe baza înregistrărilor, s-a determinat timpul de înfigere pe echidistanța de 10 cm și valorile medii aferente rezistenței dinamice pe vîrf și amplitudinii de oscilație. Pentru vibropenetrările cu conul C 10, în tabelul 4.3 sînt prezentate mediile aritmetice ale valorilor timpilor de înfigere, t , rezistențelor dinamice pe vîrf, R_{din} , amplitudinii de oscilație, A , corespunzătoare echidistanțelor de 10 cm; de asemenea, vitezele calculate, V_{10} și $\sum t$.

Tabelul 4.3.

h (cm)	t (s)	R_{din} (daN)	A (mm)	V_{10} (cm/s)	$\sum t$ (s)
20	0,540	Pătrund.	din greut. proprie		
30	0,792	107	3,78	12,63	1,332
40	0,874	133	4,00	11,44	2,206
50	0,884	204	4,44	11,31	3,09
60	0,932	209	4,89	10,73	4,022
70	1,080	253	4,67	9,26	5,102
80	1,120	258	4,78	8,93	6,222
90	1,48	276	4,78	6,76	7,702
100	1,50	324	4,78	6,67	9,202
110	1,48	364	4,89	6,76	10,682
120	2,02	391	5,33	4,95	12,702
130	2,51	338	5,11	3,98	15,212
140	2,73	384	4,89	3,66	17,942
150	4,04	427	5,56	2,48	21,982

Vibropenetrometrul a avut caracteristicile: amplitudinea forței perturbatoare, $P = 137 \text{ daN}$; perioada oscilației forțate, $T = 0,056 \text{ s}$; frecvența, $f = 18 \text{ Hz}$; amplitudinea oscilației ansamblului (vibrator și o tijă cu con) la etalonare (vibrare deasupra nivelului liber al nisipului) $A = 4 \text{ mm}$; greutatea ansamblului de mai sus și a cadrului vibratorului, $G = 80 \text{ daN}$; greutatea unei tije, $G_t = 2 \text{ daN}$. În condițiile experimentale, o oarecare majorare a amplitudinii oscilațiilor cu adîncimea de vibropenetrare se explică, probabil [3], pe seama reducerii substanțiale a rezistențelor pămîntului pe suprafața laterală a coloanei vibropenetrometrului, a desprinderii vîrfului de pămînt și a dependenței, în realitate, neliniare dintre reacțiunile pe vîrf și adîncimea de pătrundere.

Pentru cele două vibropenetrări cu conul C 15, în seriile IV și V, mediile aritmetice ale mărimilor: t , R_{din} , A , precum și valorile V_{10} , $\sum t$ sînt prezentate în tabelul 4.4.

Tabelul 4.4.

h (cm)	t (s)	R _{din} (daN)	A (mm)	V ₁₀ (cm/s)	Σt (s)
16	0,204	Pătrund. din greut.		proprie	
38	1,454	212	4,00	15,13	1,658
48	0,794	264	3,78	12,59	2,452
58	0,686	308	4,22	14,577	3,138
68	0,768	328	4,22	13,02	3,906
78	1,06	336	4,44	9,433	4,966
88	0,968	340	4,88	10,33	5,934
98	1,16	356	4,88	8,62	7,094
108	1,568	380	5,22	6,38	8,662
118	2,45	388	5,89	4,082	11,112
128	8,2	400	6,22	1,098	19,312

Din studiul funcțiilor de aproximare $V_{10} = f(h)$, în cuprinsul orizontului omogen II (fig.4.9), a rezultat că funcția $V_{10} = \alpha e^{-\beta h}$ conduce la cea mai ridicată valoare a coeficientului de corelație, r, pentru forma liniarizată: $\ln V_{10} = \ln \alpha - \beta h$. Calculul efectuat se exemplifică (tabelul 4.5) pentru valorile V_{10} (tabelul 4.3) din cuprinsul stratului II, cotele 30-120 cm, obținute prin încercările de vi-

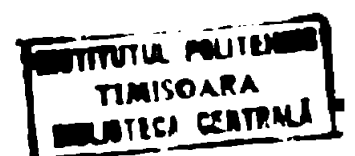
bropenetrare cu conul C 10. Cu notațiile $X = h$; $Y = \ln V_{10}$; $B = -\beta$ și $D = \ln \alpha$, determinarea parametrilor B și D (respectiv β și α) s-a făcut prin metoda celor mai mici pătrate.

Tabelul 4.5.

Nr. puncte	h (cm)	V ₁₀ (cm/s)	X = h	Y = ln V ₁₀	X ²	Y ²	XY	V ₁₀ calculat (cm/s)
1	30	12,63	30	2,536	900	6,431	76,08	13,348
2	40	11,44	40	2,437	1600	5,939	97,48	12,102
3	50	11,31	50	2,425	2500	5,880	121,25	10,972
4	60	10,73	60	2,373	3600	5,631	142,38	9,948
5	70	9,26	70	2,225	4900	4,950	155,75	9,019
6	80	8,93	80	2,189	6400	4,792	175,12	8,177
7	90	6,76	90	1,911	8100	3,652	171,99	7,414
8	100	6,67	100	1,897	10000	3,598	189,70	6,722
9	110	6,76	110	1,911	12100	3,652	210,21	6,094
10	120	4,95	120	1,599	14400	2,557	191,88	5,525
Σ			750	21,503	64500	47,082	1531,84	—

Coeficienții formei liniarizate a funcției exponențiale sînt:

$$B = \frac{10 \cdot 1531,84 - 750 \cdot 21,503}{10 \cdot 64500 - (750)^2} = -0,0098$$



$$D = \frac{21,503 \cdot 64500 - 750 \cdot 1531,84}{10 \cdot 64500 - (750)^2} = 2,8856181$$

Parametrii α și β sînt : $\alpha = e^D = e^{2,8856181} = 17,91$; $\beta = 0,0098$.

Funcția cu care s-au calculat valorile V_{10} , din ultima coloană a tabelului 4.5, este de formă : $V_{10} = 17,91 \exp(-0,0098 \cdot h)$, în care : V_{10} - în cm/s și h în cm.

Coeficientul de corelație liniară, r , este :

$$r = \frac{10 \cdot 1531,84 - 750 \cdot 21,503}{\sqrt{[10 \cdot 64500 - (750)^2][10 \cdot 47,082 - (21,503)^2]}} = -0,969$$

Valoarea $r = -0,969$ indică o foarte bună corelare a variabilei Y cu X , în expresie liniarizată.

Verificarea preciziei aproximării datelor experimentale, prin expresia analitică $V_{10} = 17,91 \cdot \exp(-0,0098 \cdot h)$, s-a făcut calculînd valoarea coeficientului de variație, \mathcal{V} , în modul următor [131]:

- se calculează rapoartele :

$$V_{10_i}^{\#} = \frac{V_{10_i} \text{ experimental}}{V_{10_i} \text{ calculat}}$$

a căror valoare medie este $\bar{V}_{10}^{\#} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n V_{10_i}^{\#}$;

- în ipoteza coincidenței ideale a tuturor valorilor experimentale cu cele calculate rezultă $\bar{V}_{10}^{\#} = 1$ și deci abaterea valorilor $V_{10_i}^{\#}$ de la media aritmetică $\bar{V}_{10}^{\#}$ se dau prin diferența :

$$\varepsilon_i = V_{10_i}^{\#} - \bar{V}_{10}^{\#} = \frac{V_{10_i}(\text{exp}) - V_{10_i}(\text{calculat})}{V_{10_i}(\text{calculat})}$$

- se calculează abaterea medie pătratică $S = \sqrt{\frac{\sum \varepsilon_i^2}{n-2}}$ și

coeficientul de variație (pentru $\bar{V}_{10}^{\#} = 1$) $\mathcal{V} = \frac{S}{1 \sqrt{n}}$

Deoarece valorile B și D , calculate prin metoda celor mai mici pătrate, au semnificația unor valori medii (normate), cele adevărate se găsesc în interiorul unui interval, numit de încredere, definit sub forma : $B_{\text{adev}} = B \pm t_{\alpha} S_B$ și $D_{\text{adev}} = D \pm t_{\alpha} S_D$, în care : t_{α} - este un coeficient tabelat ce depinde de probabilitatea, α , (ca valoarea adevărată să nu fie în afara intervalului de încredere)

și numărul gradelor de libertate, $n - 2$; S_B și S_D sînt abaterile medii pătratice, egale cu :

$$S_B = S_Y \sqrt{\frac{n}{n \cdot \sum_{i=1}^n X_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n X_i\right)^2}} ; S_D = S_Y \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n X_i^2}{n \cdot \sum_{i=1}^n X_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n X_i\right)^2}}$$

$$S_Y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left[Y_i(\text{calc}) - Y_i(\text{exp}) \right]^2}{n - 2}}$$

În expresiile abaterilor S_B și S_D , S_Y reprezintă abaterea medie pătratică a valorilor experimentale $Y_i(\text{exp})$ față de valorile medii calculate, $Y_i(\text{calc}) = BX_i + D$.

Tabelul 4.6.

Nr. Pct.	$V_{10}(\text{exp.})$ (cm/s)	$V_{10}(\text{calc})$ (cm/s)	$\varepsilon = \frac{V_{10}(\text{exp}) - V_{10}(\text{calc})}{V_{10}(\text{calc.})}$	ε^2
1	12,63	13,348	- 0,05379	0,00289
2	11,44	12,102	- 0,0547	0,00299
3	11,31	10,972	0,0308	0,000949
4	10,73	9,948	0,07861	0,00618
5	9,26	9,019	0,02672	0,000714
6	8,98	8,177	0,09209	0,00848
7	6,76	7,414	- 0,08821	0,00778
8	6,67	6,722	- 0,00773	0,0000598
9	6,76	6,094	0,109288	0,011943
10	4,95	5,525	- 0,104072	0,010831
Σ			0,029006	0,0528168

Cu valorile din tabelul 4.6 se obține abaterea medie pătratică :

$$S = \sqrt{\frac{0,0528168}{8}} = 0,08125$$

și coeficientul de variație : $\gamma = \frac{S}{1 \cdot \sqrt{10}} = \frac{0,08125}{3,9623} = 0,0257$

Valoarea mică a coeficientului de variație, alături de cea ridicată a coeficientului de corelație, r , arată că funcția este lini-

că de aproximare $V_{10} = f(h)$, în forma exponențială propusă, reprezintă o foarte bună aproximație.

În determinarea intervalului de încredere a valorilor adevărate B și D s-a considerat probabilitatea $\alpha = 0,85$ cărei îi corespunde coeficientul $t_{\alpha} = 1,11$, pentru $10 - 2 = 8$, grade de libertate.

Tabelul 4.7.

Nr. Pct.	X = h (cm)	$Y_{(exp.)} = \ln V_{10}$	X^2	$Y_{(calc)} = 2,885 - 0,0098 X$	$(Y_{exp} - Y_{calc})^2$
1	30	2,536	900	2,591	0,003025
2	40	2,437	1600	2,493	0,003136
3	50	2,425	2500	2,395	0,0009
4	60	2,373	3600	2,297	0,005776
5	70	2,225	4900	2,199	0,000676
6	80	2,189	6400	2,101	0,007744
7	90	1,911	8100	2,003	0,008464
8	100	1,897	10000	1,905	0,000064
9	110	1,911	12100	1,807	0,010816
10	120	1,599	14400	1,709	0,0121
Σ	750	-	64500	-	0,052701

Cu valorile din tabelul 4.7 rezultă următoarele abateri medii pătratice :

$$S_Y = \sqrt{\frac{0,052701}{8}} = 0,08116419$$

$$S_B = 0,08116419 \sqrt{\frac{10}{10 \cdot 64500 - (750)^2}} = 0,00089359$$

$$S_D = 0,08116419 \sqrt{\frac{64500}{10 \cdot 64500 - (750)^2}} = 0,07176577$$

Se observă că pentru coeficientul B valoarea abaterii medii pătratice este mult mai redusă comparativ cu cea a coeficientului D, ceea ce atrage atenția asupra posibilei utilizări a parametrului B, din funcția exponențială de aproximare, pentru caracterizarea proprietăților fizico-mecanice ale stratului omogen de pământ, vibropenetrat. Valorile adevărate ale coeficienților B și D sînt :

$$B = 0,0098 \pm 1,11 \cdot 0,00089359 = 0,0098 \pm 0,001$$

$$D = 2,885 \pm 1,11 \cdot 0,07176577 = 2,885 \pm 0,07894$$

Corespunzător, valorile de calcul ale parametrilor α și β sînt :

$$\alpha = e^{2,885 \pm 0,07894} ; \quad \beta = 0,0098 \pm 0,001$$

iar expresiile de calcul ale vitezelor, V_{10} , pentru intervalul de încredere adoptat sînt :

$$V_{10} = 19,37 e^{-0,0088 h} \quad \text{și, respectiv, } V_{10} = 16,54 \cdot e^{-0,0108 h}.$$

În figura 4.12 sînt redată variațiile parametrilor V_{10} , pentru conurile cu suprafața bazei de 10 cm^2 și respectiv 15 cm^2 a căror valori s-au determinat pe baza mediei timpilor măsurați și analitic (numai în cuprinsul orizontului II). Pentru conul C10 se prezintă și intervalul de variație a vitezelor, V_{10} , cu o asigurare de 85%. În cazul conului cu suprafața bazei de 15 cm^2 , deci de 1,5 ori mai mare decît a celui cu suprafața de 10 cm^2 , este de observat o majorare a parametrilor α și β , aproximativ, în același raport. Situația se explică, probabil, prin faptul că datorită greutatei suplimentare și suprafeței mai mari, efectul dinamic de batere fiind mai pronunțat, rezistențele inițiale ale pămîntului sînt învinse mult mai ușor. Frînturile mai accentuate în diagrama mediei valorilor măsurate, V_{10} , pentru conul C15 denotă apariția unor rezistențe locale ale pămîntului aparent mai mari, datorită efectului mai pronunțat de îndesare; "dopul" de pămînt mai îndesat, după ce este străpuns, se localizează din ce în ce mai jos; de aceea, la nivelul parametrilor vibratorului instalației de vibropenetrare, realizată ca model funcțional, folosirea conului C10 este mai adecvată.

În ipoteza considerării vitezei V_{10} (sau, mai general, $V_{\Delta h} = \Delta h / \Delta t$) ca viteză a mișcării variate de vibropenetrare a stratului omogen, parametrilor α și β din relația analitică $V_{10} = \alpha \cdot \exp(-\beta \cdot h)$, li se pot atribui semnificații cinematice, expresia devenind :

$$V_{10} = V_{010} \cdot \exp \left(- \frac{h}{\frac{V_{010} \cdot t}{\alpha}} \right) \quad (4.5)$$

în care : V_{010} - viteza inițială a mișcării variate (de viteză V_{10}) la timpul inițial, $t = t_0$; h - spațiul de mișcare; deci,

$$\alpha = V_{010} \quad \text{și} \quad \beta = \frac{1}{V_{010} \cdot t_0}$$

Expresia (4.5) arată că variația vitezei, V_{10} , în timp este de tip hiperbolic, adică :

$$V_{10} = \frac{V_{010} \cdot t_0}{t} \quad (4.6)$$

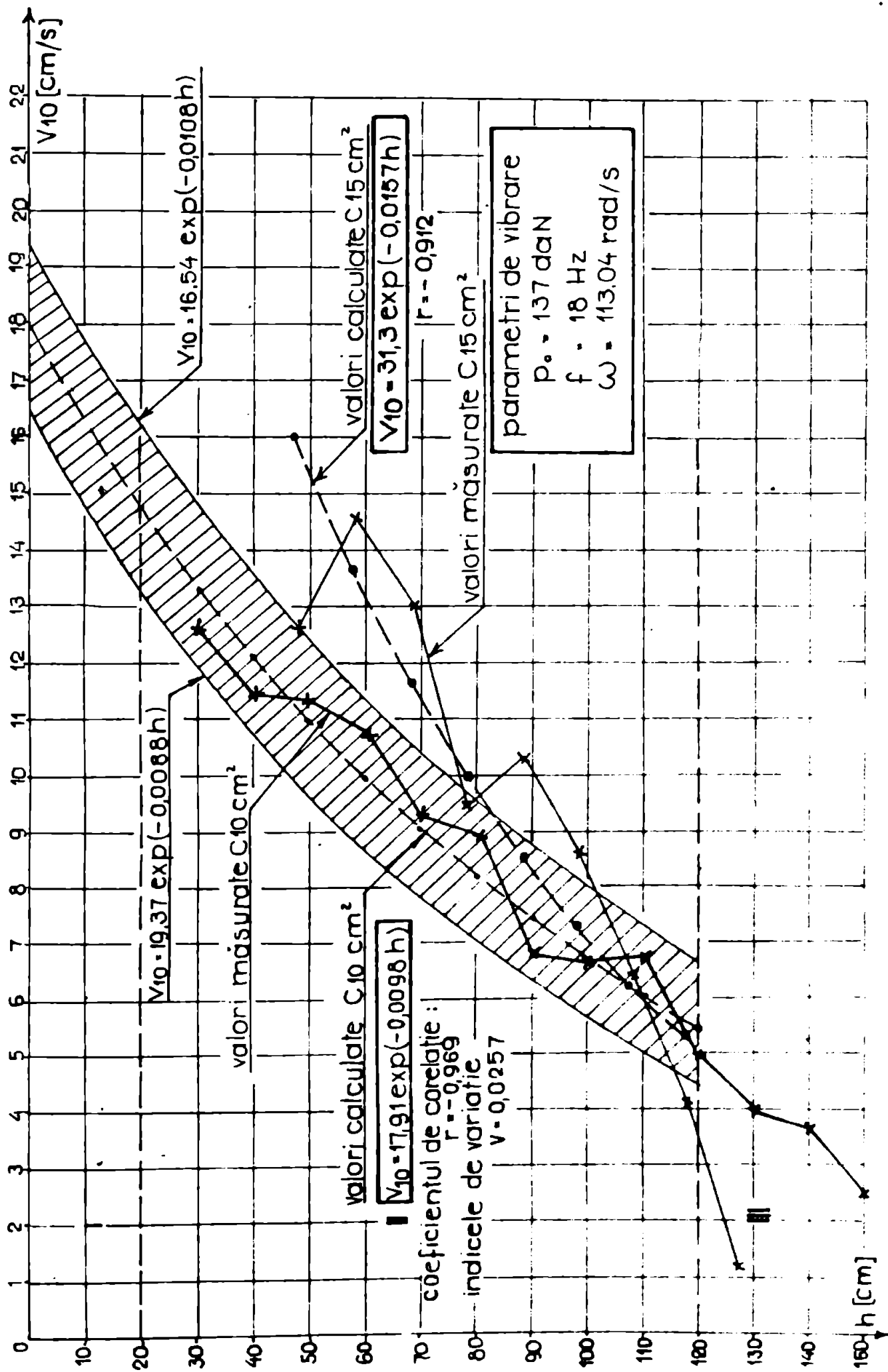


Fig. 4.12.

Deoarece $V_{10} = dh/dt$, înlocuind în (4.6) și integrând, ținând seama și de condițiile inițiale, se obține :

$$h = V_{010} t_0 \ln \frac{t}{t_0} \quad (4.7)$$

Din (4.7) rezultă :

$$t = t_0 \cdot \exp\left(\frac{h}{V_{010} \cdot t_0}\right) \quad (4.8)$$

sau :

$$\ln t = \ln t_0 + \frac{h}{V_{010} \cdot t_0} \quad (4.9)$$

În reprezentare semilogaritmică ($Y = \ln \Sigma t$; $X = h$) expresia dreptei (4.9) are tăietura pe axa Y , $\ln t_0$, și panta $1/V_{010} t_0 = \beta$

În ipoteza mișcării variate de pătrundere, în stadiul II, a conului C10, cu viteza V_{10} , rezultă (pentru valorile medii ale parametrilor : $\alpha = 17,91$ și $\beta = 0,0098$) $V_{010} = 17,91$ și

$$t_0 = \frac{1}{\beta \cdot V_{010}} = \frac{1}{0,0098 \cdot 17,91} = 5,697$$

Cu toate că, în realitate, mișcarea variată de vibropenetrare a stratului omogen de pământ nu se realizează cu viteza V_{10} (căreia îi corespunde, evident, o durată mai mare a pătrunderii, decât cea reală) aproximarea anterioară a legii de mișcare, pentru V_{10} , este aplicabilă și vitezei reale, momentane, V .

Intrucât, prin însăși tehnica de vibropenetrare, se înregistrează timpii de pătrundere pe echidistanțe Δh de înfigere (diagrama în trepte din fig.4.4) este și mai ușor practic de a aproxima variația sumei timpilor cu pătrunderea, h , în stratul omogen. Pentru aproximarea $t = f(h)$ se consideră o expresie analogă celei din (4.8), de forma :

$$t = t'_0 \exp(\beta' \cdot h) \quad (4.10)$$

În care valorile parametrilor t'_0 și β' vor fi evident altele, dar cu aceleași semnificații cinematice, ca cele precizate anterior, adică : t'_0 - timpul inițial; $\beta' = 1/V' \cdot t'_0$; V' - viteza inițială. Deoarece valorile parametrilor t'_0 și V'_0 sînt specifice fiecărui strat omogen de pământ, vibropenetrat, ei pot fi considerați ca parametrii cinematici necesari învingerii rezistențelor inițiale ale fiecărui orizont omogen.

Determinarea practică a parametrilor t'_0 și β' , în corelare cu coloana stratigrafică, evidențiată de forajul geotehnic, se poate face, aproximativ, pe cale grafică sau, mai exact, prin calcul analitic, folosind metoda celor mai mici pătrate. În reprezentarea grafică semilogaritmică ($Y = \ln \sum t$; $X = h$), a expresiei (4.10) în formă liniarizată se obține o linie cu frânturi, punctele de frângere indicând vibropătrunderea într-un nou orizont, omogen, de pământ.

Calculul analitic al parametrilor t'_0 și β' se exemplifică pentru suma timpilor medii, de vibropenetrare, $\sum t$, (ultima coloană a tabelului 4.3) în orizontul omogen II (fig.4.9).

Tabelul 4.8.

Nr. pct.	X = h (cm)	Y = $\ln \sum t$	XY	X ²	Y ²	t _{calc.} (s)	V _{calc.} (cm/s)
1	30	0,2867	8,601	900	0,0822	1,752	24,19
2	40	0,7912	31,648	1600	0,6260	2,218	19,10
3	50	1,1282	56,41	2500	1,2728	2,859	15,09
4	60	1,3918	83,508	3600	1,9370	3,556	11,92
5	70	1,6296	114,072	4900	2,6557	4,503	9,41
6	80	1,8281	146,248	6400	3,3419	5,701	7,43
7	90	2,0415	188,735	8100	4,1676	7,219	5,87
8	100	2,2194	221,94	10000	4,9258	9,140	4,64
9	110	2,3685	260,535	12100	5,6101	11,573	3,66
10	120	2,5417	305,004	14400	6,4605	14,653	2,90
Σ	750	16,2267	1411,701	64500	31,0796	-	-

Forma liniarizată a relației (4.10) este :

$$Y = D + B h \quad (4.11)$$

în care : $Y = \ln t$; $D = \ln t'_0$; $B = \beta'$; și $X = h$.

Cu valorile din tabelul 4.8, și aplicând metoda celor mai mici pătrate, valorile medii ale parametrilor B și D sînt : $B = 0,0236$, $D = -0,14731576$, adică $t'_0 = e^D = 0,863$ și $\beta' = B = 0,0236$. Coeficientul corelației liniare a rezultat, $r = 0,984$, ceea ce indică o strînsă legătură a variabilelor Y și X. Din relația $\beta' = 1/V'_0 t'_0$ se obține $V'_0 = 49,1$ cm/s. Expresiile variației timpului, t și ale vitezei momentane, V, cu pătrunderea, h, sînt : $t = 0,863 \cdot \exp(0,0236h)$ și $V = 49,1 \cdot \exp(-0,0236h)$.

Cu cele două relații s-au calculat valorile din ultimele două coloane ale tabelului 4.8.

În fig.4.13 sînt prezentate diagramele de variație ($\ln \Sigma t; h$) în cuprinsul stratului II de nisip, pe baza mediei măsurărilor experimentale (linia cu frînturi), precum și dreapta de aproximare analitică (linia întreruptă).

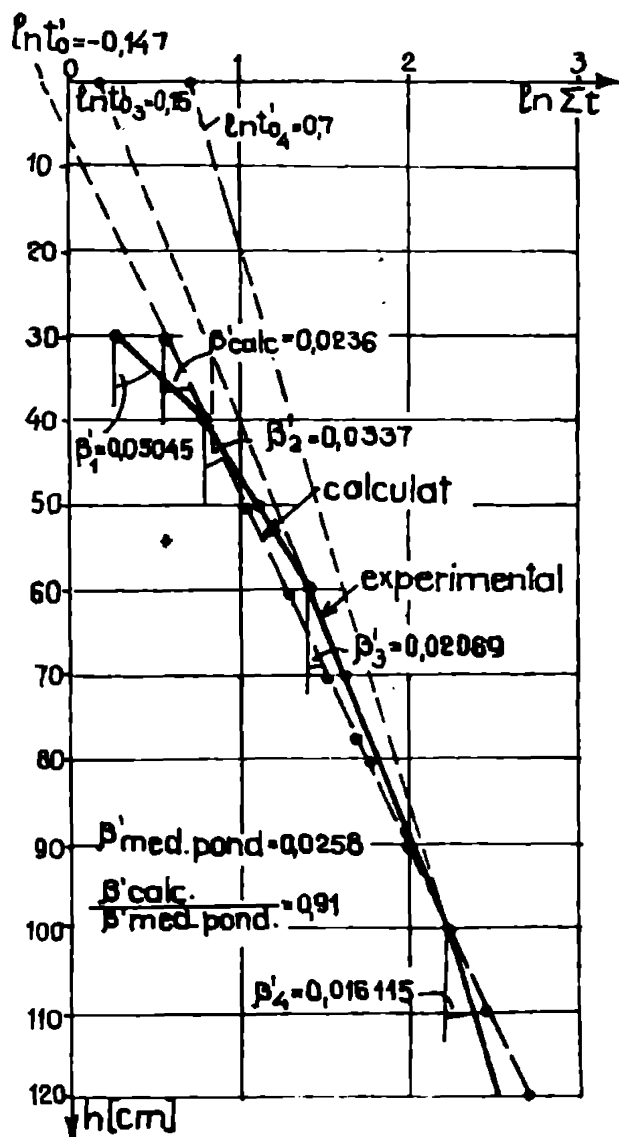


Fig. 4.13.

Realizarea a două - trei vibropenetrări în jurul unui foraj geotehnic și considerarea mediei valorilor timpilor de vibropenetrare (Σt). permite ca, prin calculul analitic și reprezentare grafică (sau numai construcție grafică), să se obțină diagrama "etalon", caracteristică stratificației forajului; prin compararea noilor diagrame cu cea "etalon" se poate aprecia continuitatea straturilor forajului în punctele de vibropenetrare.

Datorită variației parametrului β' cu caracteristicile geotehnice ale stratului vibropenetrat el poate reprezenta, în studii ulterioare asupra vibropenetrării, un eventual parametru de corelare cu unghiul de frecare interioară, gradul de îndesare, modulul de deformație liniară.

Pentru aproximația analitică sînt date și valorile, calculate ale parametrilor β' și $\ln t'_0$.

Din cele patru frîngeri ale diagramei experimentale, care ar corespunde unor subdivizări ale stratului II, frîngerea mai accentuată apare între cotele 30-40 cm ($\beta'_1 = 0,05045$). Valorile $\beta'_1 \div \beta'_4$ și $\ln t'_{03}$, respectiv $\ln t'_{04}$ s-au determinat pe baza reprezentării grafice.

Deoarece raportul coeficientului β'_{calc} și cel al mediei ponderate a coeficienților, aferenți liniei frînte, este 0,91, se poate considera că stratul II de nisip prezintă aceeași omogenitate.

Se apreciază că prin reprezentarea semilogaritmică ($\ln \Sigma t; h$) a timpilor de vibropenetrare este posibilă delimitarea straturilor de pămînt și aproximarea parametrilor specifi-

Echiparea instalației de vibropenetrare cu traductor de forță, deasupra vârfului conic, permite măsurarea și înregistrarea rezistenței dinamice de răspuns a terenului, R_{din} . Acest lucru face posibilă extinderea ariei de aplicare a metodei de vibropenetrare, de exemplu, în domeniul investigațiilor geotehnice privind stabilitatea dinamică a terenurilor de fundare nisipoase; în acest sens, referiri asupra aplicării metodei propuse de autor se fac în lucrarea de specialitate [92] (V. Perlea și M. Perlea, 1984).

Rezumând asupra parametrilor obținuți din încercarea de vibropenetrare, ce pot fi folosiți în prelucrări corelative de interes geotehnic, aceștia sînt : viteza medie $V_{\Delta h}$, pe echidistanțe de pătrundere, Δh și timpi aferenți Δt (de exemplu, V_{10}); panta β' (eventual, t'_0) a dreptei corespunzătoare formei liniarizate a expresiei $t = t'_0 \cdot \exp(\beta' \cdot h)$ (adică, $\ln t = \ln t'_0 + \beta' \cdot h$) determinată prin calcul analitic și/sau reprezentare grafică în sistemul de referință $(\ln \Sigma t, h)$; rezistența dinamică pe vârful conic, R_{din} .

Se menționează faptul că relația experimentală între viteza de penetrare a stratului omogen și adîncimea de penetrare a acestuia, stabilită de autor și publicată în 1983 [128], este confirmată și de rezultatele cercetărilor lui Zianghirov, R.S. și Afonin, A.P., publicate în 1984 [134].

4.4.2. Unele interpretări cu caracter geotehnic

A.- Corelarea rezistenței dinamice, R_{din} , cu viteza medie, V_{10}

Valorile medii ale rezistențelor dinamice, R_{din} , în încercările din seriile IV și V, pentru conul C10 și C15 sînt cele prezentate în tabelele 4.3 și 4.4. Diagramele de variație $R_{din} = f(h)$ (fig.4.14) din cuprinsul stratului II de nisip, (fig.4.9), cu valori R_{din} mai mari pentru conul C15, sînt similare cu alură, manifestînd tendința unei creșteri neliniare cu adîncimea h .

La nivelul datelor experimentale, pentru conul C10, cea mai bună ajustare a datelor s-a obținut pentru o funcție de tip putere, $R_{din} = a \cdot h^b$. [128].

Pentru forma liniarizată a relației, cu notațiile : $Y = \ln R_{din}$; $X = \ln h$; $B = b$ și $D = \ln a$, parametrii D și B se obțin prin metoda celor mai mici pătrate.

Cu valorile din tabelul 4.9, pentru C10, rezultă :

$$R_{din} = 5,0914 \cdot h^{0,905}$$

în care R_{din} este exprimat în daN și h , în cm.

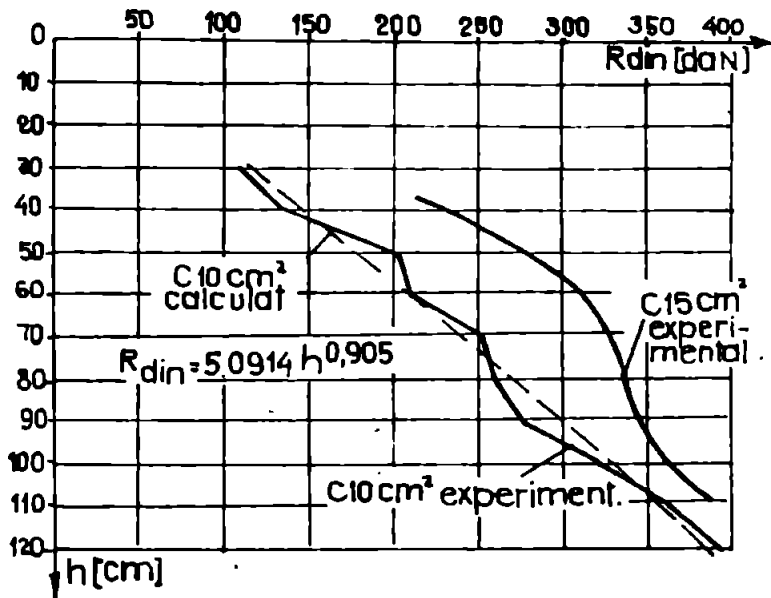


Fig. 4.14.

Precizia aproximării datelor experimentale cu relația :

$$R_{din} = 5,0914 \cdot h^{0,905}$$

s-a stabilit cu formula abaterii medii pătratice :

$$S = \sqrt{\frac{\sum \epsilon_i^2}{n-2}}$$
 și a coeficientului de variație $V = \frac{S}{\sqrt{n}}$

$$rezultînd : S = 0,08682 ;$$

$V = 0,02745$ și un coeficient de corelație liniară $r = 0,987$.

Tabelul 4.9.

Nr. pct.	h (cm)	R _{din} (daN)	X = ln h	Y = ln R _{din}	X ²	Y ²	XY	R _{din} calculat (daN)
1	30	107	3,401	4,673	11,567	21,837	15,893	110,57
2	40	133	3,689	4,890	13,608	23,912	18,039	143,45
3	50	204	3,912	5,318	15,303	28,281	20,804	175,55
4	60	209	4,094	5,342	16,761	28,537	21,870	207,04
5	70	253	4,248	5,533	18,045	30,614	23,504	238,04
6	80	258	4,382	5,553	19,202	30,836	24,333	268,62
7	90	276	4,500	5,620	20,25	31,584	25,29	299,83
8	100	324	4,605	5,781	21,206	33,420	26,621	328,73
9	110	364	4,700	5,897	22,09	34,774	27,716	358,34
10	120	391	4,787	5,968	22,915	35,617	28,569	397,70
Σ			42,318	54,575	180,947	299,412	232,639	-

Intrucît, în ipoteza neglijării factorilor energetici disipativi (frecarea pe tije, căldură etc.) variația $R_{din} = f(h)$ ar fi analogă timpului $t = f(h)$ și cum ultima s-a aproximat de tip exponențial, s-a căutat și pentru R_{din} o expresie de forma, $R_{din} = a \cdot \exp(bh)$, rezultînd $R_{din} = 88,042 \cdot \exp(0,0131 \cdot h)$. Pentru un coeficient al corelației liniare, $r = 0,947$, verificarea preciziei aproximării a condus la valorile abaterii medii pătratice, $S = 0,12481$ și a coeficientului de variație, $V = 0,03946$.

După cum se poate observa, precizia aproximării datelor expe-

rimentale cu relația exponențială este și ea practic satisfăcătoare, confirmând ipoteza analogiei variației $t = f(h)$ cu $R_{din} = f(h)$.

Deși la nivelul datelor experimentale prelucrate funcția putere, pentru $R_{din} = f(h)$, dă cea mai bună aproximare, ea nu poate fi considerată de valabilitate generală. Cercetări ulterioare asupra rezistenței dinamice pe con, în diferite categorii de terenuri, vor putea conchide asupra celor mai adecvate relații.

Este evident faptul că stabilirea unor corelații între rezistența pe vârful conic, R_{din} și viteza medie pe echidistanța $\Delta h (V_{\Delta h})$ de exemplu, V_{10} , pentru o aceeași categorie de teren presupune acumularea unor date statistic reprezentative și apoi prelucrarea lor. Dacă însă pentru cele două variabile, din cuprinsul aceluiași strat, s-au stabilit corelații individuale funcție de adâncimea h ($R_{din}=f(h)$; $V_{10}=f(h)$) prin eliminarea variabilei h din cele două relații se obține $R_{din} = f(V_{10})$. De exemplu, urmînd cea de-a doua cale, pentru stratul omogen II (fig.4.9) în care $R_{din} = 5,0914 \cdot h^{0,905}$ și $V_{10} = 17,91 \cdot \exp(-0,0098 h)$ se obține :

$$R_{din} = 335,26 \left[\ln \frac{17,91}{V_{10}} \right]^{0,905}$$

cu variabilele exprimate în : daN, pentru R_{din} și cm/s, pentru V_{10} .

B.- Corelarea $\sum N_{10}$ cu timpul de vibropenetrare pentru un strat omogen

Deoarece la P.D.U. diagrama integrală a numărului de lovituri N_{10} se prezintă în aproximație liniară sub forma unei linii frînte, cu frîngerile corespunzătoare nivelurilor dintre straturi [100], există posibilitatea corelării $\sum N_{10}$, pentru fiecare strat, cu timpul aferent de vibropenetrare. Pentru P.D.U. determinarea parametrilor dreptei $\sum N_{10} = ah + b$, specifică stratului, se poate face grafic sau analitic, la fel ca în cazul vibropenetrării, unde, pentru forma liniarizată a exponențialei timpului ($\ln t = \ln t'_0 + \beta' h$) se obțin parametrii $\ln t'_0$ și β' .

De exemplu, pentru stratul II de nisip (fig. 4.9) se obține (pentru un coeficient al corelației liniare $r = 0,995$) expresia :

$$\sum N_{10} = 0,531 \cdot h - 11,22$$

iar pentru vibropenetrare, $t = 0,863 \cdot \exp(0,0236 h)$ sau $\ln t = (-0,147316) + 0,0236 h$. Din cele două expresii liniare, prin eliminarea variabilei

h, rezultă :

$$\sum N_{10} = 25,5 \ln(t/t_0) - 11,22$$

în care t și t₀ se exprimă în secunde.

C.- Un mod expeditiv de identificare a nivelurilor de separație între straturi

Stratificația stabilită prin foraj este următoarea : 0,00 - 1,20 m umplură neomogenă de pământ; 1,20 - 2,20 m argilă nisipoasă; 2,20 - 3,30 m nisip mijlociu; 3,30 - 5,00 m nisip mare cu pietriș.

Tabelul 4.10.

h (cm)	t (s)	Σt (s)	lnΣt	V ₂₀ (cm/s)	V _{calc} (cm/s)	
1	2	3	4	5	6	
20	4,3	4,3	1,458	4,651	6,45	1
40	3,20	7,5	2,014	6,25	3,70	1
60	10,20	17,7	2,873	1,96	1,04	2
80	28,2	45,9	3,826	0,71	0,42	2
100	30,2	76,1	4,332	0,66	0,53	3
120	18,3	94,4	4,547	1,092	1,04	4
140	19,2	113,6	4,732	1,042	0,85	4
160	16,2	129,8	4,865	1,234	1,46	5
180	22,2	152,0	5,023	0,900	1,29	5
200	28,3	180,3	5,194	0,707	1,14	5
220	23,2	203,5	5,315	0,862	1,01	5
240	17,10	220,6	5,396	1,170	1,17	6
260	9,30	229,9	5,437	2,15	3,16	7
280	7,20	237,1	5,468	2,777	3,065	7
300	7,30	244,4	5,498	2,739	2,98	7
320	7,00	251,4	5,527	2,857	2,99	7
340	3,30	254,7	5,540	6,06	5,36	8
360	3,30	258,0	5,553	6,06	5,29	8
380	3,30	261,3	5,565	6,06	5,21	8
400	3,30	264,6	5,578	6,06	5,14	8
420	3,30	267,9	5,590	6,06	5,07	8
440	3,30	271,2	5,602	6,06	5,00	8
460	4,20	275,4	5,618	4,762	4,23	8
480	4,00	279,4	5,632	5,00	4,86	8
500	4,00	283,4	5,646	5,00	4,79	8

Media timpilor pe echidistanțe Δh = 20 cm, pentru două vibropenetrări, este dată în coloana 2 a tabelului 4.10.

S-au calculat t Σ t și respectiv ln Σ t (coloanele 3 și 4 din tabelul 4.10), de asemenea, viteza medie de 20 cm pătrundere, V₂₀ (în coloana 5). Viteza V₂₀ s-a calculat în scopul comparării cu valorile vitezelor momentane evaluate prin rezolvarea propusă în continuare. Se aproximează variația timpului de vibropenetrare cu adîncimea h, în formă exponențială (4.10), cu β' = 1/V₀t₀. Deoarece în reprezentare semilogaritmică (ln Σ t; h) se obține o succesiune de drepte de forma : ln Σ t = ln t₀ + β' h, fiecare cu parametrii proprii, aceș-

tia se determină ca tăietura, ln t₀, pe axa ln Σ t și respectiv, panta β' = ln(t/t₀)/h.

Pentru o mai bună rezoluție în măsurătorile grafice se poate folosi un formular semilogaritmice, în scara logaritmică reprezentându-se Σt , iar în cea normală, h . În lipsa formularului semilogaritmice, reprezentarea grafică se face în sistemul $(\ln \Sigma t; h)$ cu scări convenabile alese. Autorul, urmărind compararea valorilor vitezelor momentane, V , cu V_{20} , a preferat folosirea unui formular semilogaritmice; pantele β' s-au calculat cu relația anterioară pentru ultimii 20 cm ai fiecărei drepte.

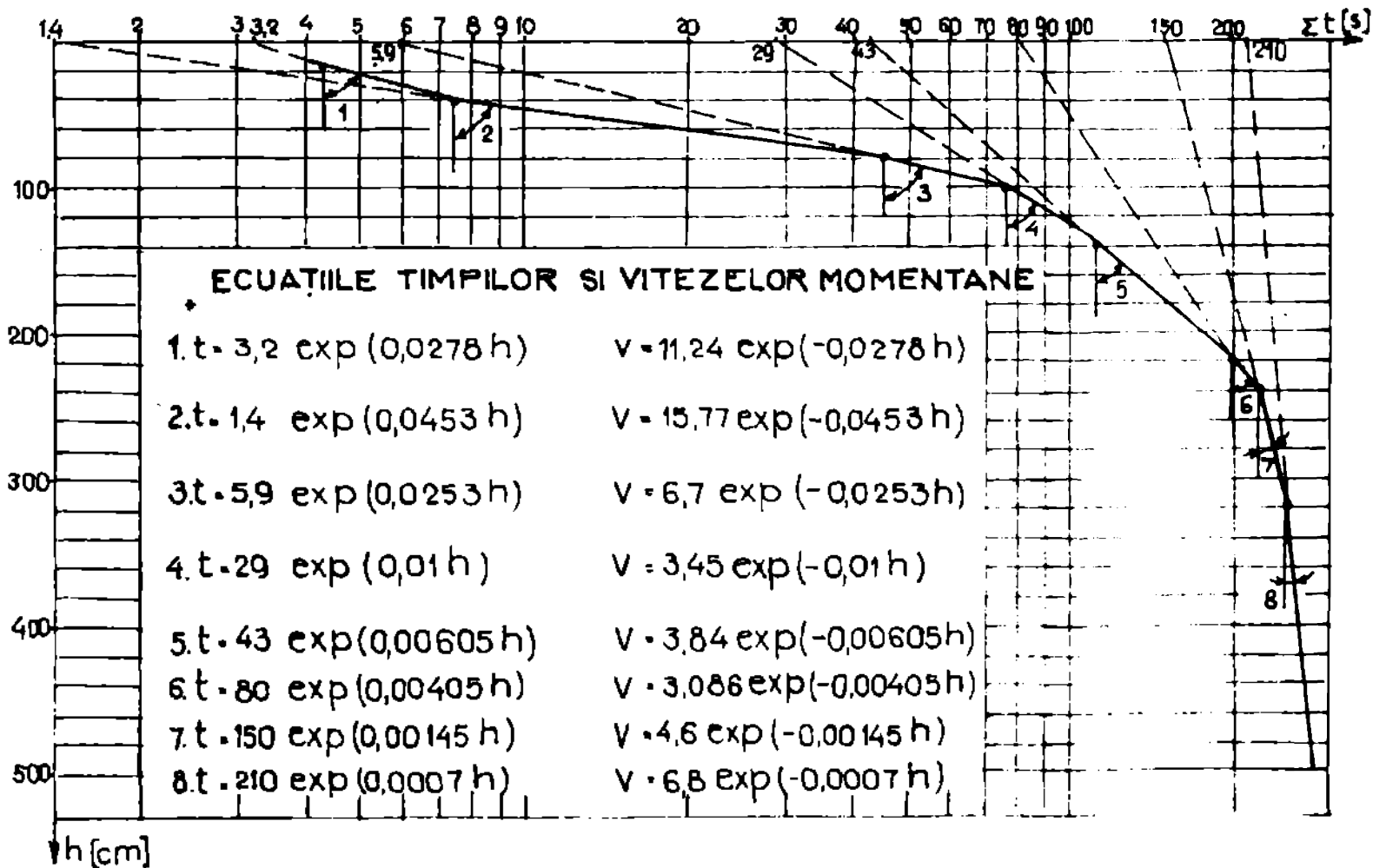


Fig.4.15.

Din reprezentarea grafică au rezultat opt drepte, cu configurația din fig.4.15; pe figură sînt trecute ecuațiile exponențiale ale timpilor și ale vitezelor momentane de vibropenetrare.

În coloana 6 a tabelului 4.10 sînt valorile vitezelor momentane, cifrele de la 1 la 8 indicînd numărul ecuației (fig.4.15) cu care s-au calculat. Din variația calitativă a unghiurilor de înclinare a dreptelor față de verticală (fig.4.15) ca și din frîngerile mai accentuate pe care le prezintă diagrama la cotele : -1,00 m (-1,40 m); -2,20 m și -3,20 m, rezultă nivelurile de separație între straturi, care concordă foarte bine cu cele stabilite prin forajul geotehnic.

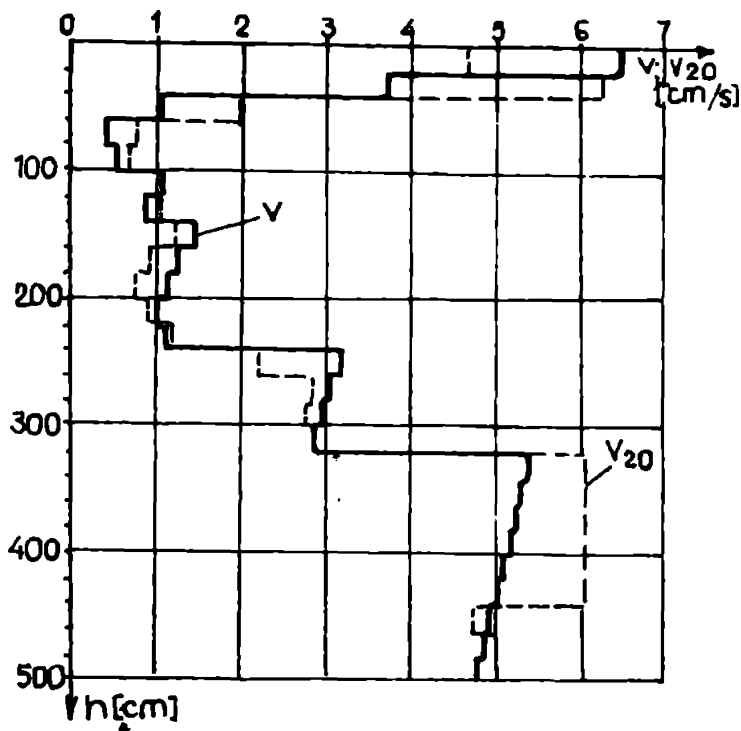


Fig.4.16.

că a terenului nu a reprezentat un scop în sine, se evidențiază faptul că principiile formulate de autor, privind corelarea parametrilor de vibropenetrare cu caracteristicile geotehnice ale straturilor de pământ sau cu parametrii altor tehnici de investigare "in situ" (de exemplu, $\sum N_{10}$ pentru P.D.U.), pot sta la baza interpretării practice a rezultatelor încercărilor de vibropenetrare.

Deoarece noua tehnică a vibropenetrării permite identificarea nivelurilor de separație între straturi, iar prin valorile vitezelor de penetrare și a rezistențelor calitative ale acestora (fapt exemplificat în paragraful 4.1.2, pct.C) ea se dovedește utilă atât pentru stabilirea fișei elementelor de fundare indirectă, cât și în controlul calității lucrărilor de îmbunătățire a terenurilor slabe de fundare.

Cum pentru prospectarea corelativă a terenurilor este suficientă doar măsurarea și înregistrarea timpului de vibropenetrare (cu echipamentul de măsurare - înregistrare aferent schemei bloc din fig.4.1), înregistrarea rezistenței terenului pe vârful conic (R_{din}) rămâne ca opțiune a geotehnicianului, în funcție de scopul urmărit.

În perspectiva stabilirii unor corelații ale capacităților portante ale piloților de probă (de același tip și cu vârful în straturi de teren echivalente geotehnic) cu media vitezelor de vibropenetrare pe distanță impusă (de exemplu 40 cm, cu câte 20 cm deasupra și sub vârful pilotului) este posibilă, în faze preliminare proiectului de execuție a fundației pe piloți, evaluarea capacității portante a

Din fig.4.16, în care se prezintă variațiile vitezelor medii V_{20} și a celor momentane, V , rezultă că ultima nu anțează mai bine nivelurile de separație dintre straturile diferite de pământ. Cu cele de mai sus rezultă că procedeul propus de prelucrare practică a datelor obținute prin vibropenetrare se dovedește suficient de exact pentru scopurile practice.

Deși în contextul tematicii lucrării de față, vibropenetrarea ca metodă corelativă de prospectare geotehnică

acestora pe baza vitezelor de vibropenetrare măsurate în puncte ale amplasamentului dat.

În analogie cu propunerea lui Trofimenkov (1981) [125] de determinare a capacității portante a piloților introduși în teren prin batere, folosind încercarea unui pilot de inventar, pentru piloții prismatici și cilindrici introduși în teren prin vibrație, un astfel de pilot de inventar cu diametru redus (50 mm) și vîrf conic (realizat din tronsoane tubulare, asamblate prin filetare) după înfigerea, la cota pilotului real, cu instalația de vibropenetrare, este încercat apoi la compresiuni statice axiale.

Din corelarea statistică a capacității portante a pilotului de probă real (determinată printr-un criteriu de deformare) cu cea a pilotului de inventar aferentă aceleiași tasări, ca a pilotului real, rezultă relația de trecere de la încercarea pe model la cea reală. Pe lângă durata scurtă a unor astfel de încercări, pentru o prelucrare statistică un număr de minim 6 încercări pe un amplasament, ele se dovedesc utile și în eventuale studii privind influența timpului "de odihnă" asupra capacității portante.

Relevînd cîteva domenii de utilizare a noii tehnici de vibropenetrare cu con precizăm că metoda permite obținerea unor productivități de 2-3 ori mai mari decît penetrarea dinamică cu con, la un nivel informațional geotehnic echivalent, asigurînd prin aceasta reducerea duratei și costul încercărilor geotehnice.

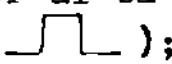
Aceste avantaje înscriu vibropenetrarea cu con în rîndul unor tehnici avansate de investigare a terenului la fața locului.

4.4.3. Modul de lucru cu instalația de vibropenetrare - IVP-1

Instalația de vibropenetrare - model funcțional - denumită simbolic IVP-1, are alimentarea motorului electric al vibratorului din rețea de 380 V. Modul de lucru cu IVP-1 se referă la trei faze distincte ale unei vibropenetrări : 1 - pregătitoare; 2 - de lucru propriu-zisă; 3 - finală. Lucrările ce se efectuează în cadrul fiecărei faze sînt următoarele :

a) pentru faza 1 :

- verificarea rezervei de hîrtie și indigou a înregistratorului, a mecanismului de antrenare a hîrtiei pentru a nu fi blocat;
- schimbătorul vitezei de derulare a hîrtiei se aduce în poziția dorită (de preferat pentru prima tijă poziția maximă - 50 mm/s);

- se verifică dacă acul înscriptor principal nu este agăţat de cel al bazei de timp;
- se face conectarea înregistratorului la sursa de alimentare electrică (acumulator 12 V), verificînd poziţia corectă a fişei ca polaritatea să fie corespunzătoare;
- se racordează microîntrerupătorul dispozitivului de deplasare (din fig.4.3) la priza bazei de timp a înregistratorului;
- după conectarea înregistratorului se verifică funcţionarea lui (acţionînd microîntrerupătorul, acul înscriptor al bazei de timp trebuie să descrie un semnal de forma );
- * în cazul înregistrării forţei dinamice pe vîrfurile conice se fac conexiunile cablului trifilar al traductorului de forţă la aparatul ce conţine amplificatorul cu frecvenţă purtătoare (schema bloc din fig.4.6);
- verificarea cablului, a fişei de racord şi a prizei de curent trifazic;
- în poziţia de suspendat a vibratorului acesta se porneşte (prin intermediul releului montat pe instalaţie), verificînd oprirea automată a motorului electric la acţionarea limitatorului de cursă (a cadrului vibratorului) montat la baza grinzii de ghidare;

b) pentru faza 2 :

- se montează prima tijă cu vîrfurile conice;
- * în cazul înregistrării forţei : cu traductorul în repaus se echilibrează puntea şi se trasează pe hîrtia înregistratorului "linia de zero" (fig.4.7), apoi, sub greutatea cunoscută ce descarcă integral pe con, se trasează linia A de etalonare (fig.4.7);
- se conectează înregistratorul şi apoi motorul vibratorului, prin releu;
- după oprirea automată a motorului vibratorului (prin limitatorul de cursă a cadrului) se opreşte înregistratorul;
- se desprinde vibratorul de prima tijă, deplasîndu-l în sus prin intermediul trolului;
- se montează tija 2, 3, ... cu reluarea ciclului operaţiilor de conectare - deconectare a înregistratorului şi motorului electric (după fiecare tijă);

c) pentru faza 3 :

- extragerea tijelor din teren (sub acţiunea concomitentă a vibraţiilor şi forţei statice realizată prin intermediul trolului);

- deconectarea înregistratorului și desfacerea conexiunilor;
- trecerea pe o nouă poziție de lucru.

Dacă nu se înregistrează forța pe vîrf, pe hîrtia înregistratorului apar numai semnale tip treaptă (fig.4.4, jos), care permit determinarea timpului de vibropenetrare pentru echidistanțele de pătrundere aferente discului cu came ((4) din fig.4.3).

Înregistrarea automată a timpului de vibropenetrare asigură o precizie ridicată și aceeași pentru toate înregistrările din încercări, eliminînd subiectivitatea factorului uman în cronometrarea timpului pe echidistanțe de penetrare; realizată astfel, instalația IVP-1 se dovedește mai perfecționată decît cea a autorilor Zianghirov și Afonin [134].

CAP. 5.- CONCLUZII SI PROPUNERI

Din studiul bibliografic și analiza stadiului actual în problema determinării capacității portante la încărcări statice axiale, printre alte aspecte, sintetizate critic în cuprinsul și finalul capitolului unu, se ajunge la concluzia că studiul capacității portante a elementelor de fundare indirectă, realizate cu utilaje vibratoare, nu se ridică la nivelul cerințelor actuale de extindere și diversificare a tehnologiilor bazate pe tehnica vibrării (atît în țara noastră cît și în alte țări) - mai ales - prin prisma controlului capacității portante a elementelor executate în amplasamentul construcției, cu evidente repercusiuni asupra siguranței acesteea.

Spre deosebire de încercarea dinamică de baterie, care beneficiază în literatura de specialitate de o varietate de formulări [13], [18], [20], [39], inclusiv STAS 2561/3-83, încercarea vibrodinamică, specifică înfigerii prin vibrație a elementelor, cu excepția relației (1.77) din normele sovietice și a unor studii teoretice și experimentale întreprinse de Golovacev, A.S. și Hazin, V.I. [40]; [41], nu este semnalată în alte cercetări. Deoarece ea face posibil controlul capacității portante a piloților din amplasament, studiile autorului în această direcție au vizat, atît fundamentarea teoretică și metodologică a încercării vibrodinamice a elementelor prismatice și cilindrice - de tip flotant - cît și conceperea și realizarea unui echipament de măsurare și înregistrare a parametrilor de vibroînfigere, necesar dotării vibroagregatelor românești AVP-1 și AVP-2.

În legătură cu studiul încercării vibrodinamice și în contextul mai larg al metodelor experimentale de determinare a capacității

portante, autorul întreprinde cercetări în domeniul prelucrării și interpretării rezultatelor încercărilor la compresiune statică axială, a elementelor de probă cilindrice și prismatice, flotante, în cel al noii tehnici corelative de prospectare a terenurilor - vibropenetrarea cu con; de asemenea, în cadrul metodelor teoretice de calcul, se propune o relație pentru evaluarea diagramei încărcare - tasare a elementelor tip colțar.

Deoarece în cuprinsul fiecărui subcapitol sînt evidențiate rezolvările proprii în studiile și cercetările întreprinse, precum și modalitățile practice de valorificare, în continuare vom urmări o sistematizare a principalelor contribuții sub raport teoretic și de aplicabilitate practică.

5.1. Contribuții la prelucrarea și interpretarea rezultatelor încercărilor la compresiune statică axială a elementelor de probă flotante (piloți, barete, coloane)

5.1.1. Actualitatea studiilor din capitolul doi, axate în principal pe separarea rezistențelor terenului pe suprafața laterală și vârful elementului de tip flotant, este relevată și de lucrările de specialitate pe aceeași temă, de dată mai recentă, din străinătate [2], [4], [7], [31], [34] ca și din țară [24], [61], [62]. Cercetările diferiților autori s-au bazat - în principal - pe încercarea în condiții statice a unor elemente de inventar sau definitive, echipate cu traductori pentru măsurarea forțelor și/sau deformațiilor. Cu toate că elementul la scară naturală, instrumentat în acest mod, permite obținerea de informații referitoare la mecanismul de transfer al încărcării de la element la teren, acestea sînt tributare metodologiei de încercare, dificultăților de ordin tehnic, costului suplimentar față de un element de probă obișnuit.

5.1.2. Eliminînd inconvenientele de mai sus metoda propusă de autor pentru separarea practică a rezistențelor terenului pe suprafața laterală și vârful elementului de probă, flotant (încercat în condițiile STAS 2561/2-81) se bazează pe concluzia unanimă a specialiștilor [25], [31], [60], [73], că alura diagramei încărcare-tasare reflectă mecanismul de transmitere a încărcării de la element la teren, punctul de frîngere a ei corespunzînd mobilizării integrale a rezistenței de frecare pe suprafața laterală.

5.1.3. Deoarece, în corelație cu mecanismul de transfer al încărcării, alura diagramei încărcare-tasare se compune practic din două arce de curbă, aproximarea matematică a încărcării, $P = f(s)$ printr-o funcție unică de tip exponențial [19], [109] sau hiperbolic [53], [109], este nerațională. De exemplu, funcția hiperbolică de aproximare, aplicată piloților flotanți executați pe loc prin vibra-re sau vibropresare [109] conduc la abateri ale valorilor încărcărilor calculate față de cele măsurate de 15-17%, la tasări ale pilotului de 40-50 mm.

5.1.4. Cu cele de mai sus, autorul propune aproximarea diagramei încărcare-tasare prin două funcții putere, relațiile (2.1), a căror expresii liniarizate (2.2) corespund unei funcții tip "două drepte". Pentru aflarea celei mai bune aproximări a funcției "două drepte" autorul aplică criteriul de concordanță Gauss (2.5). Parametrii dreptelor de cea mai bună aproximare, respectiv punctul lor de intersecție, servesc la definirea funcțiilor putere și a punctului de intersecție a acestora (s_f, P_f) ce corespunde tasării și încărcării elementului la care s-a mobilizat integral rezistența de frecare pe suprafața laterală. Aplicarea metodei propusă de autor în cazul a cinci barete instrumentate cu traductori mecanici a evidențiat o aproximare practic foarte bună a rezultatelor experimentale. Exemplificarea comparațiilor pentru una din barete este făcută în paragraful 2.3.3.

5.1.5. Pentru determinarea rezistențelor terenului pe vârful elementului, valorile încărcărilor (2.6) se extrapolază în intervalul $[s_f, 0)$, folosind polinomul Lagrange. Din diferența valorilor încărcărilor totale, $P_i(s)$ și cele aferente vârfului, $P_{vi}(s)$ rezultă forțele de frecare pe suprafața laterală $P_{li}(s)$.

5.1.6. În scopul aplicării practice a metodei, autorul elaborează programul de calcul electronic "PREMAT" pentru prelucrarea matematică a datelor încărcării unui element de probă flotant.

5.1.7. Deoarece, în cazul piloților flotanți definirea capacității portante limită se face pe baza unui criteriu de deformare, autorul propune pentru piloții executați pe loc prin vibra-re sau vibropresare, valoarea tasării de 40 mm. Aceasta se justifică prin următoarele: corespunde aproximativ criteriului STAS 2561/2-81, de 1/10 din diametrul sau latura elementului; la această valoare rezistența de frecare laterală este complet mobilizată (în cele două zone experimentale din Timișoara și Brăila, tabelul 2.3, valorile tasări-

lor, s_f au variat de la 2,56 mm la 26,70 mm); în cazul nisipurilor [60] corespunde aproximativ mobilizării rezistenței vârfului; elimină orice echivoc în definirea încărcării limită (după STAS 2561/2-81) pentru elementele flotante cu bulb; reprezintă o valoare unică pentru determinarea eforturilor unitare de frecare pe suprafața laterală, f și pe vîrf, p_v . Un argument în plus, îl reprezintă comparațiile valorilor capacităților portante calculate după STAS 2561/3-83 și analitic, după metoda propusă de autor, pentru cele două zone experimentale (tabelele 2.4 și 2.5) din care rezultă că diferențele relative absolute în raport cu valorile STAS sînt sistematic mai mici de 10%.

5.1.8. În paragraful 2.3.4, autorul propune un procedeu original de aproximare a valorilor rezistențelor de frecare, f pentru straturile străpuse de piloții de probă, dintr-o zonă caracteristică geotehnic, bazat pe o lege de variație de tip parabolic a rezistențelor, f , din cuprinsul stratului omogen și cunoașterea forțelor de frecare, P_{40} (pentru $s = 40$ mm) obținute din prelucrarea cu programul "PREMAT".

5.1.9. Deoarece, pentru criteriul de deformație adoptat se obține cotă parte din încărcarea pe vîrf, P_{v40} (pentru $s = 40$ m) prin împărțirea acestei valori la secțiunea transversală a elementului, fără bulb, se obține efortul unitar p_v . Dacă pentru media valorilor, p_v , astfel determinate, din cuprinsul unui strat omogen, se consideră o variație pe adîncimea de la 3,0 - 12,00 m (fișa maximă a pilotului executat pe loc prin vibropresare) analogă celei din tabelul 6, STAS 2561/3-83, pentru același strat, atunci, tabelarea valorilor p_v și f , obținute din prelucrarea rezultatelor încercărilor dintr-o zonă caracteristică geotehnic, poate servi la calcularea capacității portante a piloților, fapt ce conduce la valori mai veridice decît cele obținute cu folosirea valorilor p_v și f , tabelate în STAS 2561/3-83. Un asemenea mod de determinare a capacității portante permite ca în condițiile geotehnice specifice amplasamentului din zonă, în faza preliminară proiectului de execuție, să se stabilească cea mai rațională soluție pentru sistemul de fundare indirectă, cu repercusiuni pozitive asupra investiției din punct de vedere economic și al siguranței; cu atît mai evident acest lucru, cu cît, în conformitate cu punctul 2.6.3 al STAS-ului 2561/3-83, pentru proiectul de execuție se poate admite stabilirea capacității portante prin formule empirice.

5.2. Contribuții privind stabilirea capacității portante (a elementelor de fundare indirectă și a terenului) prin încercări vibrodinamice

5.2.1. Deszînd necesitatea introducerii în țara noastră a unei metode eficiente pentru controlul capacității portante a elementelor de fundare indirectă realizate cu utilaje vibratoare, studiile și cercetările autorului - în domeniul încercărilor vibrodinamice - s-au orientat atît spre aspectele teoretice și metodologice ale încercărilor (capitolul 3), cît și spre realizarea unui echipament, adaptabil vibroagregatelor românești AVP-1, AVP-2 (în perspectivă AVPP-1) pentru măsurarea și înregistrarea parametrilor de vibroînfigere ai elementului încercat (capitolul 4).

5.2.2. După o sinteză a particularităților specifice procesului de înfigere prin vibrare, reflectate prin mecanismul rezistențelor pămînturilor și modelele matematice de calcul (paragraful 3.1), autorul realizează (în 3.2.1) o analiză critică a relațiilor de calcul din literatura de specialitate [40], [41], [48] referitoare, la capacitatea portantă evaluată prin încercări vibrodinamice.

5.2.3. Pentru elementul prismatic sau cilindric, un neajuns al relației (1.77) îl constituie faptul că prin coeficientul λ se reflectă nediferențiați factorii ce influențează capacitatea portantă a elementului : reducerea rezistențelor de frecare pe suprafața laterală a elementului, deformațiile elastice, raportul rezistențelor statice și dinamice pe suprafața laterală și vîrfului elementului și, nu în ultimul rînd, viteza de pătrundere a elementului - în finalul înfigerii - care, mai ales, la elementele flotante este diferită de zero.

5.2.4. Golovacev, A.S. prin formula (3.20) elimină o parte din deficiențele semnalate, dar relația sa este tributară următoarelor : modulul de definire a rapoartelor rezistențelor statice și dinamice ($k_f = F_{static}/F$; $k_r = R_{static}/R$), pe baza rezistențelor statice, p_v și f tabelate în normele sovietice (ca și în STAS 2561/3-83), ce prezintă inconvenientele semnalate de autor în paragraful 1.3.2; modulul de determinare a forței dinamice de frecare, F , pe suprafața laterală a elementului, la limita adîncimii de înfigere, cu $v = 0$; neconsiderării deformațiilor elastice ale terenului.

5.2.5. În cazul elementelor piramidale (situație asimilabilă vibromaiului, în tehnologiile elaborate în Catedra de Drumuri și Fundații, pentru îmbunătățirea terenurilor slabe și realizarea elemente-

lor de fundare tip colțar), Golovacev, A.S. exprimă relația de calcul a capacității portante sub forma (3.30). Aplicarea practică a relației (3.30) (în paragraful 4.3) conduce la o pronunțată subevaluare a rezistențelor dinamice ale terenului; deși, chiar autorul relației evidențiază că o reducere substanțială a rezistențelor dinamice este puțin probabilă, datorită faptului că la vibroînfigerea pilotului piramidal, acesta avînd o acțiune percutantă asupra terenului, îl îndeasă.

5.2.6. Urmare celor de mai sus, autorul consideră mai adecvată transcrierea relației lui Golovacev, A.S. sub forma (3.32) și, în finalul paragrafului 3.2.1.2, propune o metodologie de verificare, prin încercări vibrodinamice, a capacității portante a elementului tip colțar.

5.2.7. Contribuțiile originale ale autorului la formularea teoretică și metodologică a încercărilor vibrodinamice, pentru elementele flôtante, prismatice și cilindrice, sînt detaliate în paragraful 3.2.2. Pentru determinarea rezistențelor dinamice și statice, pe suprafața laterală și vîrful elementului, autorul propune în paragraful 3.2.2.1 relațiile de calcul pentru rezistențele dinamice F și R , iar pentru separarea celor statice, se propune prelucrarea datelor încercării elementului "etalon" (unul sau mai multe, din amplasament) cu programul "PREMAT". În paragraful 3.2.2.2, se propune relație de calcul (3.58), ce prezintă, față de (3.20), avantajul determinării rapoartelor k_f și k_r în condițiile specifice amplasamentului construcției, considerării deformațiilor elastice ale terenului.

5.2.8. În acord cu observațiile din literatura de specialitate [19], [20], [25] referitoare la necesitatea considerării deformațiilor elastice ale terenului în relațiile de calcul a capacității portante, la încercarea dinamică de batere, cuprinderea acestora în expresia (3.58) restrînge domeniul de variabilitate a valorilor capacităților portante determinate vibrodinamic, în raport cu cele obținute pe baza încercărilor în condiții statice. Această supoziție s-a confirmat prin rezultatele încercărilor vibrodinamice și statice pe elemente minipilot, prezentate și analizate în paragraful 4.2; astfel, cele mai mici diferențe relative s-au obținut cu relația propusă de autor (0,5 la 10,6)%, cu relația (3.20) valorile (-14,3 la -34,6)%, iar cu relația (1.77) valorile (+0,7 la -48,3)%.

5.2.9. Faptul că prin echipamentul realizat pentru încercări vibrodinamice și propus a intra în dotarea vibroagregatelor AVP-1, AVP-2 (ale cărui părți componente sînt prezentate în capitolul 4), parametrii de vibroînfigere sînt înregistrați (amplitudinea oscila-

țiilor, A ; frecvența, f ; viteza medie de înfigere, v) se elimină situațiile de arbitrar în aprecierea calității lucrărilor de către executantul și beneficiarul investiției. De asemenea, înregistrarea parametrilor de vibroînfigere poate reprezenta argumentația necesității variației fișei elementului, față de situația proiectului sau a suplimentării numărului de elemente, într-o zonă onrecare a amplasamentului.

5.2.10. În baza studiilor și cercetărilor teoretice și experimentale, autorul elaborează metodologia efectuării încercărilor vibrodinamice, pentru controlul capacității portante a elementelor de fundare indirectă, prismatice și cilindrice, de tip flotant.

5.3. Contribuții la calculul capacității portante a elementului vibroștanțat, tip colțar.

5.3.1. Metoda de calcul a elementului tip colțar, propusă în paragraful 3.3, se încadrează orientărilor actuale de calcul teoretic a capacității portante. Fundamentată pe principiile teoriei plasticității metoda permite, în faze preliminare proiectului de execuție, trasarea diagramei încărcare-tasare și pe această bază, un studiu al optimului variantelor constructive pentru elementul tip colțar, în funcție de teren și intensitatea încărcării aplicate.

5.3.2. Pentru evaluarea capacității portante de calcul la compresiune axială, pe baza diagramei încărcare-tasare calculată, este necesară adoptarea unui criteriu de deformație. Deoarece siguranța rezultată prin adaptarea unui anumit criteriu este reflectată de comportarea în timp a construcției, în stadiul actual, de început a aplicării noii tehnologii, se propune (paragraful 3.3.2) folosirea criteriului din SNiP-II-17-77. Alurile analoge ale diagramelor încărcare-tasare (fig.3.11), calculată și obținută experimental, pentru colțarul de probă, denotă o bună aproximare - prin calcul - a stării reale de tensiuni și deformații din teren.

5.4. Contribuții la stabilirea și prezentarea unei metode corelative - vibropenetrare cu con

5.4.1. Cercetările și contribuțiile originale în studiul teoretic și experimental al noii tehnici de prospectare - vibropenetrare cu con - sînt detaliate în paragraful 4.4. Dintre acestea se amintesc :

propunerea unei relații de tip exponențial pentru viteza de vibropenetrare a stratului omogen de pământ, funcție de adâncimea de penetrare; stabilirea semnificațiilor cinematice ale parametrilor din relația exponențială a vitezei, relațiile (4.5) la (4.10).

5.4.2. Deoarece în tehnica de vibropenetrare propusă de autor se înregistrează timpii de pătrundere pe echidistanțe Δh , autorul concluzionează asupra oportunității folosirii sumei acestor timpii, în cuprinsul stratului omogen, ca funcție de adâncimea de penetrare, h , prin relația exponențială (4.10).

5.4.3. Autorul stabilește faptul că parametrii t'_0 și β' din expresia exponențială a timpului (4.10) sînt caracteristici fiecărui strat sau element geologic; de aici, posibilitatea determinării lor aproximative pe cale analitică sau grafică, în corelare cu straturile sau elementele geologice vibropenetrare. Prin reprezentarea semi-logaritmică a timpilor de vibropenetrare, în sistemul de referință $(\ln \Sigma t; h)$, se realizează delimitarea elementelor geologice și aproximarea grafică a parametrilor specifici acestora (β' și $\ln t'_0$).

5.4.4. Parametrii obținuți din încercarea de vibropenetrare cu con, ce pot fi folosiți în prelucrări corelative de interes geotehnic, sînt : viteza medie $V_{\Delta h}$ (de exemplu, pentru $h = 10$ cm, V_{10}); panta β' , pentru forma liniarizată a expresiei (4.10); rezistența dinamică pe vîrf, R_{din} .

5.4.5. Exemplificarea unor corelări cu caracter geotehnic, pentru stratul omogen de pământ, se face în paragraful 4.4.2. Acestea se referă la : $R_{din} = f(V_{10})$; $\Sigma N_{10} = f(t)$ (unde t = timpul de vibropenetrare); un mod expeditiv de identificare a nivelurilor de separație între straturi și de determinare a vitezei momentane de vibropenetrare.

5.4.6. Pentru că noua tehnică a vibropenetrării permite identificarea nivelurilor de separație între straturi, iar prin valorile vitezei de penetrare și a rezistențelor calitative ale acestora, ea se dovedește utilă atît în stabilirea fișei elementelor de fundare indirectă, cît și în controlul calității lucrărilor de îmbunătățire a terenurilor slabe de fundare.

5.4.7. În finalul paragrafului 4.4.2 sînt relevate și alte domenii de aplicabilitate practică a instalației de vibropenetrare, ca de exemplu : corelarea capacității portante a elementelor de fundare indirectă cu media valorilor vitezelor de vibropenetrare, calculată pentru zona vîrfului elementului; determinarea capacității

portante a piloților prismatici și cilindrici, introduși în teren prin vibrare, pe baza încercării de probă a unui minipilot de inventar, cu diametru mic și fișă identică elementului real, introdus în teren cu instalația de vibropenetrare.

5.4.8. Pentru instalația de vibropenetrare (IVP-1) concepută și realizată ca model funcțional, în paragraful 4.4.3 se prezintă modul de lucru cu aceasta.

5.4.9. Prin faptul că noua tehnică de vibropenetrare cu con, propusă de autor, permite obținerea unor productivități de 2-3 ori mai mari decât penetrarea dinamică cu con, la un nivel informațional geotehnic, echivalent, ea asigură reducerea costului și duratei prospecțiunilor geotehnice. Cele de mai sus, împreună cu o instalație perfecționată, cum este IVP-1, înscriu vibropenetrarea cu con ca o metodă modernă de prospectare a terenurilor la fața locului.

5.5. Contribuții privind valorificarea rezultatelor cercetărilor și propuneri de dezvoltare a acestora

5.5.1. Rezultatele studiilor teoretice, privind prelucrarea și interpretarea datelor încercărilor la compresiune statică axială a elementelor de probă flotante, s-au aplicat piloților de probă executați pe loc prin vibrare și vibropenetrare în șapte amplasamente ale celor două zone experimentale, Timișoara și Brăila. În paragraful 2.4 sînt prezentate și comentate rezultatele aplicațiilor practice.

5.5.2. Deoarece principiile metodei propuse, pentru aproximarea matematică a diagramei încărcare-tasare, sînt aplicabile la prelucrarea rezultatelor încercărilor de probă pe elemente flotante și de altă categorie decât cea a piloților executați pe loc cu utilaje vibratoare, de exemplu : piloți prismatici și tubulari, prefabricați, introduși prin batere sau vibrare, piloți forțați, coloane, barete, valorificarea metodei se realizează în cadrul contractului de cercetare nr.941/1983, cu tema "Perfecționarea metodelor de proiectare a fundațiilor de adîncime mijlocie 4-7 m (barete și coloane scurte) și de adîncime mare, peste 7,0 m (barete și coloane forate)" încheiat cu INCERC București; faza pentru anul 1985 fiind "Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea și execuția baretelor și coloanelor scurte. Program de calcul în limbaj FORTRAN pentru aplicarea practică a metodei de aproximare matematică a diagramei încărcare-tasare".

5.5.3. Metoda propusă de autor (capitolul 2) se dovedește un instrument util, în institutele de proiectare și cercetare pentru realizarea unei bănci de date referitoare la încercările elementelor de probă flotante, prin prisma rezistențelor terenului pe vârful și suprafața laterală a elementelor și care să permită o proiectare ulterioară eficientă a sistemelor de fundare indirectă. De asemenea, ea poate fi folosită într-o acțiune mai generală de revizuire a valorilor rezistențelor de calcul p_v și f , tabelate în STAS-ul 2561/3-83.

5.5.4. Contribuțiile autorului la aplicarea practică a tehnologiei de realizare a piloților executați pe loc cu utilaje vibratoare, la efectuarea și interpretarea rezultatelor încercărilor pe piloți de probă s-au valorificat atât prin contractele de cercetare și asistență tehnică, cât și prin lucrări de specialitate publicate, în colaborare, în țară și străinătate [86], [87], [88], [89], [129]. De asemenea, preocupările autorului în domeniul sistemelor de fundare indirectă au vizat și alte aspecte, cum ar fi : aplicarea metodelor matematice moderne în stabilirea variantelor optime de fundare [108], folosirea piloților tubulari [110], perfecționarea metodelor de calcul [130].

5.5.5. Echipamentul de măsurare - înregistrare, conceput și realizat pentru încercări vibrodinamice s-a folosit în încercările experimentale cu agregatul AVPP-1, în cadrul contractului nr.1947/83 încheiat cu I.R. Brăila. De menționat faptul că exceptînd dispozitivul mecano-electric ce se montează pe utilaj, wattmetrul și sursa de alimentare, ce pot reprezenta piese de inventar ale vibroagregatului, restul echipamentului se rezumă la două aparate ușor manevrabile pe teren de către operator, adică, înregistratorul cu penițe (353 101) și amplificator - integratorul de semnal, ultimul realizat ca ansamblu compact, în cutie proprie.

5.5.6. În baza studiilor efectuate de autor, a fost concepută și realizată și experimentată instalația de vibropenetrare cu con IVP-1 pentru prospectarea terenurilor la fața locului, concepută și într-o propunere de invenție.

5.5.7. Rezultate ale studiilor și cercetărilor autorului, în domeniul vibropenetrării cu con au fost valorificate prin publicare în lucrările Conferințelor Naționale de Geotehnică și Fundații [90], [128], de asemenea și metoda teoretică de calcul propusă, pentru elementele tip colțar [91].

5.5.8. Studiile și cercetările autorului, în cadrul tematicii lucrării de față, au relevat unele aspecte de noutate și direcții de acțiune în perspectiva cercetărilor viitoare; dintre acestea se amintesc cele referitoare la :

- necesitatea unei acțiuni - coordonate la nivel național - vizînd ca scop revizuirea valorilor rezistențelor de calcul p_v , și f , tabelate în STAS 2561/3-83; pentru elementele flotante, prismatice și cilindrice, neinstrumentate, prelucrarea datelor încercărilor la compresiune statică axială (existente în instituturile de proiectare și cercetare de specialitate), sistematizate pe categorii de elemente și terenuri, se poate face cu metoda propusă de autor în capitolul 2;
- dotarea agregatelor de vibrare românești cu echipamentul necesar efectuării încercărilor vibrodinamice; se va asigura astfel posibilitatea realizării unui control mai riguros asupra calității lucrărilor de fundare indirectă, bazate pe tehnica vibrării (și a celor de îmbunătățire a terenurilor slabe), prin prisma capacității portante;
- propunerea asimilării în producția din țară a instalațiilor de vibropenetrare, pe baza celei realizate, IVP-1;
- studii și cercetări pentru aplicarea în complexul lucrărilor de prospectare geotehnică la fața locului a încercărilor minipiloților de inventar și a noii metode de vibropenetrare cu con;
- necesitatea reglementării prin norme a metodicii de interpretare statistico-matematică a rezultatelor încercărilor experimentale pentru determinarea capacității portante a piloților;
- studii și cercetări privind influența timpului de "odihnă" asupra capacității portante; asupra posibilității prognozării evoluției tasărilor în timp a construcției pe baza rezultatelor încercărilor piloților de probă.

x x

x



1. Instalația de vibropenetrare

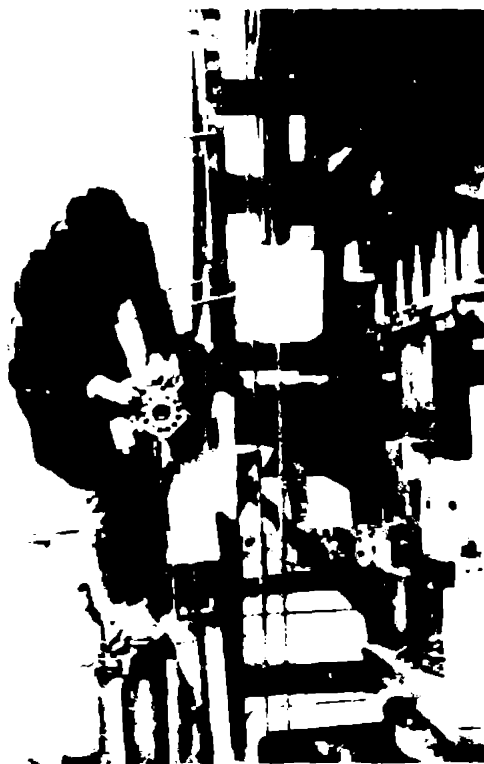
ANEXA



2. Sistemul de măsurare - înregistrare - în varianta 1.



3. Captorul de forță și vârful conic.



4. Montarea dispozitivului mecano-electric BEAVER.



5. Înregistrarea timpului de vibropenetrare în varianta 2.



6. Înregistrarea forței de vârful conic în varianta 2.

B I B L I O G R A F I E

=====

- 1 ABRAMESCU, T., BOIAN, M., MARCU, A. - Studiu comparativ al unor metode de determinare a capacității portante a piloților prefabricați, A III-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, vol. 1, Timișoara, 1975.
- 2 APPENDINO, M. - Interpretation of axial load tests on long piles, Proc. X Int. Conf, Soil Mech. Found. Eng., vol. 2, Stockholm, 1981.
- 3 BARKAN, D.D. - Vibrometod v stroitelstve, Gostroizdat, Moskva, 1959.
- 4 BARTOLOMEI, A.A. - Osnovî rasciota lentocinîh svainîh fundamentov po predelno dopustimîm osadkam, Stroizdat, Moskva, 1982.
- 5 BARTOLOMEI, A.A., GUSMAN, S. - Analiticeskii metod opredelenia zon uplotnenia grunta vokrug svai lentocinîh svainîh fundamentov, Osnovania i fundamentî, Vîpusk 3, Kiev, 1975.
- 6 BAUMAN, V.A., BIHOVSKII, I.I., GOLDSTEIN, B.G. - Vibrationnie mașini v stroitelstve i proizvodstve stroitelniîh materialov, Mașinostroenie, Moskva, 1970.
- 7 BAZANT, Z., MASOPUST, J. - Drilled pier desing based on load - settlement curve. Proc. X Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., vol. 2, Stockholm, 1981, pp. 615-618.
- 8 BEREZANTEV, V.G. - Rasciot osnovanii soorujenii, Izdatelstvo literaturî po stroitelstvu, Leningrad, 1970.
- 9 BEREZANTEV, V., KRISTOFOROV, V., GOLUBKOV, V. - Load bearing capacity and deformation of piles foundation, Proc. V Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., vol. 2, Paris, 1961.
- 10 BOLOMEY, H. - Dynamic penetration - resistance formulas, Proc. of the European Symp. on Penetration Testing., vol. 2.2, Stockholm, 1974.
- 11 BOTEA, E., MANOLIU, I. - Metodologia de calcul a capacității portante a piloților pentru faze preliminare de proiectare, Buletin de informare tehnică nr.4, București, 1971.

- 12 BOTEA, E., MANOLIU, I. - Utilizarea piloților de diametru mare forați cu instalația românească FA-12 la fundațiile unor traversări de conducte magistrale, A III-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, Timișoara, 1979.
- 13 BOWLES, J.E. - Foundation analysis and design, McGraw Hill, New York, 1977.
- 14 BUZDUGAN, GH., MIHAILESCU, B., RADES, M. - Măsurarea vibrațiilor, Editura Academiei R.S.R., București, 1979.
- 15 BUZDUGAN, GH., PETCU, L., RADES, M. - Vibrații mecanice, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1982.
- 16 CAQUOT, A., KERISEL, J. - *Tratat de mecanica pământurilor* (traducere din l. franceză), Editura Tehnică, București, 1968.
- 17 CAMBEFORT, H., CHADEISSON, R. - Critère pour l'évaluation de la force portante d'un pieu, Proc. V Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris, 1961.
- 18 CASSAN, M. - Les essais in situ en mécanique des sols, Tome 1, Ed. Eyrolles, Paris, 1978, pp. 109-120.
- 19 CASSAN, M. - Les essais in situ en mécanique des sols, Tome 2, Ed. Eyrolles, Paris, 1978, pp. 94-102.
- 20 CHELLIS, R.D. - Pile Foundations, McGraw Hill, New York, 1961.
- 21 COOKE, R.W., PRICE, G. - Strains and displacements around friction piles, Proc. VIII Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., vol. 2.1, Moscow, 1973, pp. 53-59.
- 22 CONSTANTINESCU, I., GOLUMBOVICI, D., MILITARU, C. - Prelucrarea datelor experimentale cu calculatoare numerice, Editura Tehnică, București, 1980.
- 23 COSTET, J., SANGLERAT, G. - Cours pratique de Mécanique des Sols, Tome 2, Ed. Dunod, Paris, 1983.
- 24 CULITA, C., POPESCU, V., BOBOCIOIU, D. - Considerațiuni asupra portanței piloților, A IV-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, Vol. 1, Iași, 1979.

- 25 DALMATOV, B.I., LAPSIN, F.K., ROSSIHIN, Iu.V. - Proektirovaniye svainih fundamentov v usloviyah slabih gruntov, Stroizdat, Leningrad, 1975.
- 26 DANCEA, I. - Programarea calculatoarelor numerice pentru rezolvarea problemelor cu caracter tehnic și de cercetare științifică, Editura Dacia, Cluj-Napoca, 1973.
- 27 DE BEER, E. - Dimensional analysis of the problem of the use of the results of static sounding tests, ESOPT, vol. 2.1, Stockholm, 1974, pp. 119-121.
- 28 DIETRICH, TH. - Uber die kritische Penetrationsgeschwindigkeit von Pfählen in rollendem Boden, A VI-a Conf. Europ. de Mecanica Pământurilor și Fundații, Viena, 1976.
- 29 DIMA, GH. - Studiu asupra modificării caracteristicilor fizico-mecanice ale maselor de pământ supuse acțiunii vibrațiilor, Teză de doctorat, Institutul de Construcții București, 1965.
- 30 DIHOVSKI, I.A. - Svergenstvovanie stroitelnih fundamentov zilih i grajdanskih zdaniy povışenoi etajnostii, Osnovania fundamentov i mehanika gruntov, nr. 2, 1970.
- 31 DVORAK, A. - Design load of large diameter piles determined by model tests, Proc. VI Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., vol. 1.2, Wien, 1976, pp. 411-414.
- 32 FEDA, I. - Mantelreibung von Pfählen, A VI-a Conf. Europ. de Mecanica Pământurilor și Fundații, Viena, 1976.
- 33 FERRY BORGES, J., CASTANIETA, M. - Siguranța structurilor, (traducere din l. engleză), Editura Tehnică, București, 1974.
- 34 FRANKE, E. - Point pressure versus length and diameter of piles, Proc. X Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., vol. 2, Stockholm, 1981, pp. 717-722.
- 35 GEORGESCU, D., MARINESCU, C., BENEA, ST. - Determinarea caracteristicilor mecanice ale rocilor, Editura Tehnică, București, 1972.

- 36 GHINSBARG, R.I., ULANOVA, G.S. - K voprosu opredelenia nesuşcei sposobnosti svai - obolocek, pogrujaemih s otkrıtım niijnım koņtom, Osnovania i fundamenti, Budivelnik, Kiev, 1969.
- 37 GHINZBURG, L. Ia. - Oţenka nesuşcei sposobnosti svai po rezultatom dinamičeskomu ispıtaniu, Osnovania, fundamenti i mehanika gruntov, nr. 2, 1975.
- 38 GIDEA, A. - Rezultate obţinute prin aplicarea metodei penetrării dinamice cu con, A III-a Conferinţa Naţională de Geotehnică şi Fundaţii, Timişoara, 1975.
- 39 GLOTOV, N., LUGA, A., SILIN, K., ZAVRIEV, K. - Svainie fundamenti, Transport, Moskva, 1975.
- 40 GOLOVACEV, A.S. - O zavisimosti mejdu nesuşcei sposobnostiu svai i obolocek i rejimami ih vibropogrujenia, V knighe "Issledovania vibraţionovo i vibroudarnovo pogrujenia svai", Transport, Moskva, 1968.
- 41 GOLOVACEV, A.S., HAZIN, V.T. - Vibrodinamičeskie ispıtania prizmatičeskih i piramidalnih svai v rezličinih gruntovih usloviah, V kn. "Svainaia vibrotehnika", Transport, Moskva, 1972.
- 42 GOLOVACEV, A.S., PARAMONOV, V.I., RUSLANOV, V.I. - Issledovanie vibropogrujenia svai i obolocek v različinie grunti na analogevoi včislitelnoi maşine, V kn. "Svainaia vibrotehnika", Transport, Moskva, 1972.
- 43 GOLUBKOV, V.N. - Rasčiot korotkih visiach piramidalnih svai po deformačiam, Osnovania i fundamenti, Vıp. 2, Budivelnik, Kiev, 1969.
- 44 GOLUBKOV, V.N. TUGAENKO, Iu. F., DEMCIUK, S.E. - Polevie issledovania razvitia deformačii v osnovaniah kozlovih i piramidalnih svai, Osnovania i fundamenti, Vıp. 8, Budivelnik, Kiev, 1975.
- 45 GRUIA, A. - Contribuţii la cercetarea terenului "in situ" prin metoda penetrării dinamice cu con, Teză de doctorat, I.P. "Traian Vuia" Timişoara, 1979.
- 46 GRUTMAN, M.S. - Učiot roboti rostverka i nesuşcei sposobnosti svainov fundamentov, Osnovania i fundamenti, Vıp.8, Budivelnik, Kiev, 1975.

- 47 Haida, V. - Contribuții la studiul comportării pământurilor solicitate dinamic și folosirii tehnicii vibrării în geotehnică. Vibroforaje, Teză de doctorat, I.P. "Traian Vuia" Timișoara, 1979.
- 48 HAZIN, V.I. - Oțenka nesușcei sposobnostii svai v usloviah lessovidnîh gruntov po sopostavitelnîm rezultatam stati-ceskîh i dinamiceskîh ispîtanii, Osnovania i fundamentî, Vîp. 3, Budivelnik, Kiev, 1970.
- 49 HOADLEY, P.J., FRANCIS, A.I., STEVENS, L.K. - Load testing of slder steel piles in soft clay. Proc. VII Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., vol. 2, Mexico, 1969, pp. 123.
- 50 JANBU, N. - Static bearing capacity of friction piles, Proc. VI European Conf. Soil Mech. Found. Eng., vol. 1.2, Wien, 1976, pp. 479-488
- 51 KANAKOV, G.V. - K voprosu opredelenia nesușcei sposobnosti trubciatîh svai s gruntovîm iadrom, Osnovania, fundamentî i mehanika gruntov, nr. 5, 1963.
- 52 KARASEV, O.V., OSADCII, A.I. - Metodika opredelenia soprotiv-lenia grunta na bokovoi poverhnosti i pod niŭnim koŭtom buranobivnîh svai, Osnovania i fundamentî, Vîp. 3, Kiev, 1975.
- 53 KEE, J. - Estimation of the ultimate load of piles from test not caried to failure, Proc. 5 Southeast Asian Conf. Soil Eng., Singapour, 1970, pp. 81.
- 54 KERISEL, J. - Deep foundations in sands : Variation of ultimat bearing capacity with soil density, depth, diameter and speed., Proc. V Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris, 1961, pp. 73.
- 55' KRUTOV, V.I., TRAPP, V.B. - Fundamentî iz zabivnîh pustotelîh blokov, Osnovania, fundamentî i meh. gruntov, nr. 6, 1982.
- 56 LAPSIN, P.K. - Rasciot osadok piramidalnîh svai, Meŭvuzovskii tematiceskii sbornik trudov, Leningrad, 1978.

- 57 LAVENDEL, A.A. - Vibrationnîe proţessî i maşinî, Tom 4, Maşinostroenie, Moskva, 1981.
- 58 LEONARDS, D.A. - Osnovania i fundamentî (traducere din l. engleză), Izdatelstvo literaturî po stroitelstvu, Moskva, 1968.
- 59 LERMAN, V.M. - Efektivnosti primenenia svainîh fundamentov v jilisnom stroitelstve Tiumeni, Osnovania, fundamentî i mehanika gruntov, nr. 4, 1977.
- 60 MANOLIU, I. - Fundaţii şi procedee de fundare, Editura Didactică şi Pedagogică, Bucureşti, 1983.
- 61 MANOLIU, I., DOBRESCU GH., DIMITRIU, D. - Unele aspecte privind introducerea şi extinderea sistemului de fundare pe barete în ţara noastră, Rev. Construcţii, nr.5, 1979.
- 62 MANOLIU, I., DOBRESCU, GH., PAUN, E. - Verificarea prin încărcări de probă a capacităţii portante a baretelor pe amplamentele cîtorva construcţii industriale, A V-a Conferinţă Naţională de Geotehnică şi Fundaţii, vol. 2, Cluj-Napoca, 1983.
- 63 MARTINOVA, L.D. - Issledovanie zavisimosti udelnovo lobovovo soprotivlenia i udelnovo trenia ot secenia svai, Osnovania, fundamentî i mehanika gruntov, nr.2, 1967.
- 64 MENZENBACH, E. - The determination of the permissible point load of piles by means of static penetration tests, Proc. V Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., vol. 2, Paris, 1961, pp. 99.
- 65 MEYERHOF, G.G. - Bearing capacity and settlement of piles foundations, Proc. of the American Society of Civ. Eng., Journal Geotechnical Eng. Div., vol. 102, no. GT3, 1976, pp. 187.
- 66 MEYERHOF, G.G., MURDOCK, L.J. - An investigation of the bearing capacity of some bored and driven piles in London clay, Geotechnique, vol. 3, no. 7, 1973.

- 67 MIHAI, E., CETATEANU, N. - Fundații din elemente prefabricate cilindrice tronsonate, A IV-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, vol. 1, Iași, 1979.
- 68 MIHUL, A. - Fundații din beton precomprimat, A III-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, Timișoara, 1975.
- 69 MIHUL, A., ENESCU, S. - Piloți șurub din beton armat, A III-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, Timișoara 1975.
- 70 MIHUL, A., DASCALU, V., MIHUL, V., ARNAUTU, R. - Considerațiuni asupra industrializării lucrărilor ciclului zero, A IV-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, vol. 1, Iași, 1979.
- 71 MILOVICI, D., BACI, S. - The ultimate bearing capacity of piles determined by tests, Proc. VI Europ. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., vol. 1.2, Wien, 1976, pp.519-522.
- 72 NOVOJILOV, G.F. - Uvelicenie nesușeei sposobnosti odinocinîh svai, vo vremeni, Osnovania, fundamentî i mehanika gruntov, nr. 2, 1966.
- 73 OBODOVSKII, A.A. - Proektirovanie svainîh fundamentov, Stroizdat, Moskva, 1977.
- 74 OELRICH, G. - Die Vibrationsrammung mit einfacher l ngsschwingwirkung, Veröff. des Instit. für Maschinenwesen im Baubetrieb der Universität (T.H.) Karlsruhe, Reihe F, Heft 8, 1974.
- 75 OSMAKOV, S.A. - Opređenje davlenia vibriruiushei svai na grunt pri ucete iavlennia otriva, Osnovania, fundamenti i mehanika gruntov, nr. 6, 1962.
- 76 OSMAKOV, S.A., SAVINOV, D.A. - Elementi teorii i podbor parametrov vibromolotov, Trudi instituta VNIIGS Leningrad, Moskva, 1964.
- 77 OTTAVIANI, M., CAPPELLARI, G. - Time behaviour of axially loaded bored piles in a cohesive soil, Proc. VI Europ. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., vol. 1.2, Wien, 1976, pp. 529-532.

- 78 PAUNESCU, M. - Relații de calcul pentru înfigerea și smulgera prin vibrare a piloților, tuburilor și palplanșelor, Buletinul Științific și Tehnic al I.P. "Traian Vuia" Timișoara, Tom 7(21), fasc. 1, 1962.
- 79 PAUNESCU, M. - Înfigerea piloților și palplanșelor prin vibrare; cercetări asupra adâncimii și vitezei de înfigere, Buletinul Științific și Tehnic al I.P. "Traian Vuia" Timișoara, Tom 8, fasc. 2, 1963.
- 80 PAUNESCU, M. - Înfigerea piloților și palplanșelor prin vibrare, cercetări asupra rezistenței de frecare dintre element și teren, Revista Hidrotehnică, nr.5, 1962, pp. 148-158.
- 81 PAUNESCU, M. - Tehnica vibrării în realizarea fundațiilor, Editura "Facla" Timișoara, 1979.
- 82 PAUNESCU, M., GRUIA, A. - Unele aspecte privind determinarea capacității portante a piloților prin metoda penetrării, A III-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, Timișoara, 1975.
- 83 PAUNESCU, M., POP, V., SILION, T. - Geotehnică și Fundații, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1982.
- 84 PAUNESCU, M., ROGNA, M., SCHEIN, T. - Despre fundarea unei L.E.A. de 20 kV în condiții dificile de teren. A III-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, Timișoara, 1975.
- 85 PAUNESCU, M., MARIN, M. - Consolidarea terenurilor slabe cu ploturi stanțate prin vibropresare, Buletinul Științific și Tehnic al I.P. "Traian Vuia" Timișoara, Tom 26(40), fasc. 2, 1981.
- 86 PAUNESCU, M., VASILONI, N., ș.a. - Fundații pe piloți scurți turnați pe loc în zona "Balta Verde" Timișoara, Caiet selectiv cu lucrări de colaborare cu producția, Facultatea de Construcții, Timișoara, 1971.
- 87 PAUNESCU, M., VASILONI, N., ș.a. - Lucrările de fundare la Complexul școlar "Balta Verde" Timișoara, Revista Șantie-rul de construcții, nr. 10, 1972.

- 88 PAUNESCU, M., VASILONI, N., ș.a. - Cîteva considerații asupra capacității portante a piloților scurți executați pe loc cu utilaje vibratoare, A III-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, Timișoara, 1975.
- 89 PAUNESCU, M., VASILONI, N., ș.a. - On foundation of buildings on piles made by vibration, Proc. VI Europ. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., vol. 1.2, Wien, 1976, pp.539-542.
- 90 PAUNESCU, M., VASILONI, N. - Vibropenetrarea - nouă metodă de determinare a rezistențelor terenului în regim de solicitare dinamică, A IV-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, vol. 1, Iași, 1979.
- 91 PAUNESCU, M., VASILONI, N., BOLDUREAN, P. - Calculul capacității portante la starea limită de deformație a elementului de fundație tip colțar, A V-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, vol. 2, Cluj-Napoca, 1983, pp. 132-137.
- 92 PERLEA, V., PERLEA, M. - Stabilitatea dinamică a terenurilor nisipoase, Editura Tehnică, București, 1984.
- 93 PERLEI, E.M., TUKERMAN, N. Ia. - Trubciatîe jelezobetonîe svai i koldți - obolocikii, Stroiizdat, Moskva, 1969.
- 94 PETRASOVITS, D. - Forming of densified zones around piles driven in sand and its effects on bearing capacity, Proc. VIII Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Moscow, 1973
- 95 PONIN, V.M., ILIASENKO, V.A., i drugie - Perspektiva razvitiia svainovo fundamentostroenia v Minpromstroe S.S.S.R., Osnovania, fundamentî i mehanika gruntov, nr.6, 1982.
- 96 POP, V., POPA, A., BOJAN, D. - Tipuri economice de piloți folosiți la lucrările de construcții, A III-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, Timișoara, 1975.
- 97 POPA, C., BAHEANU, TR. - Fundații de adîncime pe coloane, MTTc. - Centrul de documentare și publicații tehnice, București, 1973.

- 98 PUECH, A., et all. - Contribution to the study of static and dynamic penetrometers, ESOPT, vol. 2.2, Stockholm, 1974, pp. 307-312.
- 99 RADUGHIN, A.E. - O neobratimosti vo vremeni proçessa "zasasivania" svai v glinistih gruntah, Osnovania, fundamenti i mehanika gruntov, nr. 5, 1970, pp. 24-26.
- 100 RAZORENOV, V.F. - Penetraçionnie ispitania gruntov, Stroiizdat, Moskva, 1980.
- 101 ROSSIHIN, Iu. V., BITAINIS, A.G. - Osadkii stroiaçihhsia soorujenii, Zinatne, Riga, 1980.
- 102 ROVENTA, E., VASILONI, N. - Decizii fuzzy în stabilirea variantelor optime constructive pentru fundațiile stîlpilor L.E.A. de 110 kV, Buletinul Stiințific și Tehnic al I.P. "Traian Vuia" Timișoara, Tom 23(37), fasc.2, 1979.
- 103 REBRIK, B.M. - Vibraçionnoe burenie skvajin, Nedra, Moskva, 1974.
- 104 REBRIK, B.M., VISNEVSKI, V.F. - Udarno - vibraçionnoe zondirovanie gruntov, Stroiizdat, Moskva, 1979.
- 105 RUMSISKI, L.S. - Prelucrarea matematică a datelor experimentale (traducere din l. rusă), Editura Tehnică, București, 1974.
- 106 SAVINOV, O.A., LUSKIN, A. Ia. - Vibraçionni metod pogrujenia svai i evo primenenie v stroitelstve, Leningrad, 1960.
- 107 SAVINOV, O.A., OSMAKOV, S.A. - K sravnitelnoi harakteristike svainih vibropogrujatelei i vibromolotov, Osnovania, fundamenti i mehanika gruntov, nr. 5, 1961.
- 108 SCHEIN, T. - Considerații tehnico-economice privind aplicarea tehnologiei de execuție a fundațiilor realizate prin vibropresare, Revista Construcții, nr. 6, 1979.
- 109 SCHEIN, T. - Contribuții la studiul și realizarea fundațiilor indirecte executate cu utilaje vibratoare, Tesă de doctorat, I.P. "Traian Vuia" Timișoara, 1980.

- 110 SCHEIN, T., VASILONI, N. - Piloți tubulari folosiți la unele lucrări de fundare, Caiet selectiv de lucrări de colaborare cu producția, Facultatea de Construcții, Timișoara, 1972.
- 111 SCHULTZE, E., ROLLBERG, D. - Bestimmung der Verhaltens von Pfählen aus sondier und rammergebnissen, Forschungsberichte aus Bodenmechanik und Grundbau, Heft 4, Aachen, 1976.
- 112 SHASHKOV, S.A. - Investigation of pile resistance by combined sounding, Proc. VI Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., vol. 2, Montreal, 1965, pp. 314-318.
- 113 SHERMAN, W. - Instrumented piles test in a stiff clay, Proc. VII Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., vol. 2, Mexico, 1969, pp. 227.
- 114 SIEFFERT, J.G. - Vibrofonçage à fréquence élevée, Revue Française de Géotechnique, no. 11, 1980, pp. 43.
- 115 SILAS, GH. - Mecanică - Vibrații mecanice, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1968.
- 116 SILION, T., CIUBOTARU, V., APOSTOLESCU, V. - Geotehnică și fundații, partea a II-a, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1967.
- 117 STANCULESCU, I., MARCU, A., POPESCU, M. - Referat privind domeniul de utilizare și modul de interpretare a măsurătorilor efectuate cu aparate de penetrare asimilate în țară, Institutul de Construcții București, 1978.
- 118 SOKOLOVSKI, V.V. - Teoria plasticității (traducere din l. rusă), Editura Tehnică, București, 1954.
- 119 STEPANOFF, G., BOSHINOV, B. - Bearing capacity of hollow piles driven by vibration, Proc. IX Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., vol.2, Tokio, 1977, pp. 753-758.
- 120 TALANOV, G.P., LICEV, P.P. - Rasclot velicinî soprotivlenia gruntov po bokovoi poverhnosti buranobivnih svai, Osnovaniia i fundamenti, Vîp.8, Sudivelnik, Kiev, 1975.

- 121 TETIOR, A.N., FEKLIN, V.I., SURGUCEV, V.G. - Proektirovanie fundamentov (spravocinik), Budivelnik, Kiev, 1981.
- 122 TOMLINSON, M.J. - Proiectarea și executarea fundațiilor, (traducere din l. engleză), Editura Tehnică, București, 1974.
- 123 TSYTOVICH, N., BEREZANTSEV, V., DALMATOV, B., ABELEV, M. - Foundation Soils and Substructures, Mir, Moscow, 1974.
- 124 TROFIMENKOV, Iu. G., MARIUPOLSKI, L.G. - Primenenie inventarnîh svai malovo secenia dlia opredelenia nesuşcei sposobnosti svainîh fundamentov, Osnovania, fundamentî i mehanika gruntov, nr. 5, 1978.
- 125 TROFIMENKOV, Iu. G. VOROBKOV, L.N. - Polevîe metodî issledovania stroitelniîh svoistv gruntov, Stroiizdat, Moskva, 1981.
- 126 VAICUM, A. - Studiul reologic al corpurilor solide, Editura Academiei R.S.R., București, 1978.
- 127 VAN DER VEEN, G., HORVATH, E. - Settlement of pile foundations; experimental data, Proc. VIII Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., vol. 2.1, Moscow, 1973, pp. 251-256.
- 128 VASILONI, N., PAUNESCU, M., LASZLO, E. - Unele rezultate experimentale ale vibropenetrării pământurilor necoezive, A V-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, vol. 3, Cluj-Napoca, 1983.
- 129 VASILONI, N., PAUNESCU, M. - Method for the mathematical processing of the load - settlement curve, Buletinul Stiințific și Tehnic al I.P. "Traian Vuia" Timișoara, Tom 30(44), fasc. 1-2, 1985, (în curs de apariție).
- 130 VASILONI, N., ROVENTA, E. - Metodă și program de calcul a fundațiilor prefabricate încastrate elastic în teren pentru L.E.A. 110 kV, Buletinul Stiințific și Tehnic al I.P. "Traian Vuia" Timișoara, fasc. 1, 1978.
- 131 VEALOV, S.S. - Reologhiceskie osnovî mehaniki gruntov, Vîșaiia škola, Moskva, 1978.

- 132 VERBRUGGE, J.C. - L'essai de pénétration standard et le calcul des fondations profondes, A VI-a Conferință Europeană de Mecanica Pământurilor și Fundații, Viena, 1976.
- 133 ZAHARESCU, E. - Contribuții la studiul capacității portante a fundațiilor, Editura Academiei R.S.R., București, 1961.
- 134 ZIANGHIROV, R.S., AFONIN, A.P. - Injenerno - gheologhiceskaia oțenka gruntov po rezultatam vibrozondirovania ustanovkoi oblegcennovo tipa, Injenernaia gheologhia, nr. 1, 1984.
- 135 x x x - STAS 2561/2-81, Fundații și piloți. Incercarea în teren a piloților de probă.
- 136 x x x - STAS 2561/3-83, Fundații și piloți. Prescripții generale de proiectare.
- 137 x x x - STAS 2561/4-74, Piloți forți de diametru mare. Prescripții generale de proiectare, execuție și recepție.
- 138 x x x - Norma de stat cehă CSN 73-1004, Piloți cu diametru mare.

C U P R I N S
=====

CAP. 1.- STADIUL ACTUAL IN DETERMINAREA CAPACITATII PORTANTE A ELEMENTELOR DE FUNDARE INDIRECTA LA INCARCARI AXIALE DE COMPRESIUNE	1
1.1. GENERALITATI	1
1.2. PRINCIPALII FACTORI DE INFLUENTA AI CAPACITATII PORTANTE	4
1.2.1. Starea de eforturi și deformatii din teren . .	4
1.2.2. Particularitățile constructive ale piloților și fundațiilor	9
1.2.3. Particularitățile de înfigere în teren	14
1.2.4. Procesul de consolidare a pământurilor argiloase	15
1.2.5. Alți factori naturali	19
1.3. METODE DE DETERMINARE A CAPACITATII PORTANTE . .	20
1.3.1. Metode teoretice de calcul	21
1.3.2. Metode empirice de calcul	31
1.3.3. Metode experimentale	35
1.3.3.1. Incercarea piloților la încărcări statice	35
A. Metode de interpretare a rezultatelor încercărilor	38
A.1. Metode empirice de interpretare	39
A.2. Metode semiempirice de interpretare	41
A.3. Metode teoretice de interpretare	43
B. Aspecte critice referitoare la încercarea în condiții statice a piloților. Tendințe actuale	44
1.3.3.2. Incercarea piloților la încărcări dinamice	47
A. Incercarea prin batere	47
B. Incercarea vibrodinamică	51
1.3.3.3. Determinarea capacității portante pe baza încercărilor de penetrare	56
A. Incercarea de penetrare statică cu con	56
B. Incercarea de penetrare dinamică cu con și standard (SPT)	60

C. Incercarea de vibropenetrare și vibroper-	
cuție cu con	61
1.4. CONCLUZII SI OBSERVATII CRITICE ASUPRA METODELOR	
DE DETERMINARE A CAPACITATII PORTANTE	62
1.5. ASPECTE PROPUSE A FI CERCETATE DE AUTOR	66
CAP. 2.- CONTRIBUTII LA PRELUCRAREA SI INTERPRETAREA	
DATELOR INCERCARILOR DE PROBA PE ELEMENTE FLOTANTE	67
2.1. ASPECTE GENERALE	67
2.2. MECANISMUL DE TRANSMITERE A INCARCARIII STATICE	
DE COMPRESIUNE AXIALA DE LA ELEMENT LA TEREN	68
2.3. METODA PROPUSA PENTRU PRELUCRAREA MATEMATICA A	
DATELOR INCERCARILOR	70
2.3.1. Principiul matematic de separare a forțelor	
de rezistență pe suprafața laterală și	
vîrful elementului	71
2.3.2. Schema logică a programului "PREMAT"	75
2.3.3. Studiul comparativ al rezultatelor pentru	
baretă instrumentată cu traductori mecanici	75
2.3.4. Procedeu matematic de aproximare a valorilor	
rezistențelor de frecare, f pentru straturile	
străpunte de piloții de probă	81
2.4. APLICAREA METODEI LA PILOTI DE PROBA EXECUTAȚII	
PE LOC PRIN VIBROPRESARE	83
2.4.1. Caracterizarea geotehnică a amplasamentelor	83
A. Zona "Balta Verde" Timișoara	83
B. Zona cartierului "Viziru III" Brăila	84
2.4.2. Prelucrarea și interpretarea rezultatelor	89
2.4.2.1. Zona "Balta Verde"	92
A. Amplasamentul 1	92
B. Amplasamentul 2	95
C. Amplasamentul 3	95
D. Amplasamentul 4	96
E. Calculul capacităților portante	97
2.4.2.2. Zona "Viziru III"	97
A. Amplasamentul 1	97
B. Amplasamentul 2	99
C. Amplasamentul 3	99
D. Calculul capacităților portante	100

E. Aproximarea valorilor rezistențelor de frecare, f ale straturilor străpunse de piloți (praf argilos loessoid $I_c = 0,5$ și nisip argilos $I_c = 0,7$)	100
F. Exemplu de stabilire a variațiilor medii calculate, p_v , pe adâncimea unui strat omogen .	101
CAP. 3.- CONTRIBUTII LA DETERMINAREA CAPACITĂȚII PORTANTE PRIN METODE VIBRODINAMICE ȘI TEORETICE DE CALCUL . .	103
3.1. PARTICULARITĂȚI SPECIFICE PROCESULUI DE ÎNFIGERE PRIN VIBRARE	103
3.2. METODE VIBRODINAMICE	106
3.2.1. Unele observații critice asupra relațiilor din literatura de specialitate	106
3.2.1.1. Pentru elemente prismatice și cilindrice .	106
3.2.1.2. Pentru elemente piramidale	113
3.2.2. Contribuții la formularea teoretică și metodologică a încercărilor vibrodinamice pentru elemente flotante, prismatice și cilindrice . .	117
3.2.2.1. Determinarea rezistențelor dinamice și statice pe suprafața laterală și vârful elementului	119
3.2.2.2. Relația de calcul a capacității portante .	121
3.3. METODA TEORETICĂ DE CALCUL PROPUȘĂ PENTRU ELEMENTELE TIP COLTAR	126
CAP. 4.- STUDII EXPERIMENTALE ASUPRA ÎNCERCĂRII VIBRODINAMICE ȘI VIBROPENETRĂRII CU CON	133
4.1. DESCRIEREA INSTALAȚIEI DE VIBROPENETRARE ȘI A CONDIȚIILOR DE EXPERIMENTARE	133
A. Măsurarea mărimilor mișcării rectilinii	134
B. Măsurarea mărimilor în mișcarea oscilatorie armonică	136
B.1. Măsurarea amplitudinii de oscilație . . .	137
B.2. Determinarea frecvenței oscilațiilor . . .	138
B.3. Măsurarea forțelor dinamice	138
C. Măsurarea puterii consumate de motorul electric al vibratorului	138

4.2. INCERCARI VIBRODINAMICE SI STATICE PE ELEMENTE MINIPILOT	142
4.2.1. Modul de lucru	142
4.2.2. Prelucrarea și compararea rezultatelor	143
4.3. INCERCARI VIBRODINAMICE IN TEREN NATURAL CU AGREGATUL AVP-1	146
4.4. VIBROPENETRAREA - METODA CORELATIVA PROPUSA PENTRU PROSPECTAREA TERENURILOR	150
4.4.1. Studiul parametrilor de vibropenetrare	150
4.4.2. Unele interpretări cu caracter geotehnic	161
A. Corelarea rezistenței dinamice, R_{din} , cu viteza medie, V_{10}	161
B. Corelarea ΣN_{10} cu timpul de vibropenetrare pentru un strat omogen	163
C. Un mod expeditiv de identificare a nivelu- rilor de separație între straturi	164
4.4.3. Modul de lucru cu instalația de vibropene- trare IVP-1	167
CAP. 5.- CONCLUZII SI PROPUNERI	169
5.1. Contribuții la prelucrarea și interpretarea rezultatelor încercărilor la compresiune statică axială a elementelor de probă flotante (piloți, barete, coloane)	170
5.2. Contribuții privind stabilirea capacității portante (a elementelor de fundare indirectă și a terenului) prin încercări vibrodinamice	173
5.3. Contribuții la calculul capacității portante a elementului vibroștanțat, tip colțar	175
5.4. Contribuții la stabilirea și prezentarea unei metode corelative - vibropenetrarea cu con	175
5.5. Contribuții privind valorificarea rezultatelor cercetărilor și propuneri de dezvoltare a acestora	177
BIBLIOGRAFIE	181
CUPRINS	194