

INSTITUTUL POLITEHNIC "TRAIAN VUIA" DIN TIMISOARA

- FACULTATEA DE CONSTRUCTII -

ING. ATEF DRAK AL-SEBAI

CONTRIBUTII LA STUDIUL UNOR SOLUTII ROBERNE

DE FUNDARE DIRECTA A CLADIRILOR

- TEZA DE DOCTORAT -

BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMISOARA

CONDUCTOR ȘTIINȚIFIC

Prof.dr.ing. PAUNESCU RAȘA

- 1988 -

INSTITUTUL POLITEHNIC TIMISOARA	
Volumul Nr.	527.444
Dulap	247 Lt. 1

MULTUMIRI

În întreaga perioadă de elaborare a tezei de doctorat autorul a beneficiat de sprijinul și îndrumarea competentă în procesul de formare, îndrumare și ajutorul permanent al conducătorului științific prof.dr.ing. Marin Păunescu, căruia îi exprimă profundă recunoștință și considerație.

De asemenea, autorul adresează mulțumirile sale tuturor cadrelor didactice și personalului tehnic din catedră care prin discuții, sugestii, material bibliografic, ajutor acordat la desfășurarea programului experimental au contribuit la clarificarea unor aspecte ale cercetărilor întreprinse în vederea elaborării prezentei teze de doctorat, în acest sens îmi exprim deosebite mulțumiri: ș.l. Virgil Haida, ș.l. Agneta Gruia, ș.l. Maria Marin, as. Petru Boldurean, as. Petru Mihu, as. Ion Bogdan, ing. Liviu Rus, tehn. Sofia Caraiman, tehn. Dorin Cornea.

Autorul exprimă mulțumiri speciale șefului Catedrei de drumuri, fundații și instalații în construcții, eminentul prof. dr.ing. Laurențiu Nicoară, precum și conducătorilor Facultății de Construcții și Institutului Politehnic "Traian Vuia" Timișoara.

AUTORUL

INTRODUCERE SI OBIECTUL LUCRARIII

Cerintele mereu crescînde ale dezvoltării urbane, cu referință la realizarea unui fond locativ cît mai mare și într-un termen cît mai scurt, pun în față specialistului din construcții cerințe de prefabricare continuă a soluțiilor, metodelor de calcul și de execuție a acestora, atît pentru suprastructură, dar mai ales pentru infrastructură.

În acest sens, industrializarea lucrărilor de construcții în țara noastră care s-a dezvoltat mai mult în ultimele decenii, s-a axat pe realizarea suprastructurii clădirilor în fabrici de prefabricare și transportul respectiv, montarea acestora pe șantier.

Este știut că din punctul de vedere al industrializării lucrărilor de fundații sînt încă mult în urmă față de suprastructură, ceea ce duce la perioade de execuție și consumuri de materiale și costuri mai ridicate.

De subliniat că în majoritatea țărilor lumii la ora actuală nu se mai pretează soluțiile de fundare clasice prin turnarea betonului la fața locului, deoarece costul acestor lucrări, turnate manual este foarte ridicat, și durata lor de execuție este mai lungă fapt ce a determinat că mai multe țări din lume dintre care și România să se orienteze spre soluții tot mai noi și mai bune prin realizarea infrastructurii blocurilor de locuințe prefabricate, avînd în vedere marele avantaj care constituie trecerea la industrializare a lucrărilor de construcții deoarece ritmul cerut se ridică într-un mod care nu mai poate fi egalat prin folosirea metodelor tradiționale de execuție a acestora.

Tinînd seama de cele arătate autorul își propune să studieze posibilități de dezvoltare a infrastructurii clădirilor de locuit cu structură S+P+4 niveluri, întrucît acest sistem de clădiri este în atenția folosirii masive și în țara sa SIRIA.

După o sinteză documentară a literaturii de specialitate, s-au luat în studiu patru variante de realizare a infrastructurii blocurilor de locuințe pentru proiectul tip T 770, secțiunea Pb2 calculînd indicii de consum pentru fiecare variantă.

După efectuarea unor analize critice asupra acestor variante a rezultat că varianta de fundare cu infrastructură prefabricată realizată pe tălpi discontinue (Cap.2) este cea mai avantajoasă și cea mai economică soluție care prin stantarea gropilor fundațiilor discontinue (atît prin batere cît și prin vibrare) îmbunătățește și caracteristicile terenului de fundare atît sub talpa fundației, cît și pe

marginile laterale a acestora, prin realizarea unei zone de teren îndesată datorită procesului de ştanţare.

Autorul (în studiile sale) are în vedere că cea mai importantă cerinţă care impune fabricarea pe scară largă a fundațiilor în uzine o reprezintă tipizarea lor, deoarece unificarea și universalitatea fundațiilor constituie baza tipizării și industrializării fundațiilor, aspect ce permite reducerea considerabilă a numărului de tipodimensiuni de elemente din beton armat.

Luând în considerare cele de mai sus, autorul (în cap.3) studiază și concepe o altă formă de tălpi discontinue care pot să fie poziționate sub panouri în pozițiile de îmbinare sau intermediar, (în B,T sau în X), deci elementele de talpă concepute de autor sînt identice.

Elementelor de talpă concepute li s-a dat denumirea de tălpi discontinue cu placă antirefulantă.

Noua formă aleasă pentru tălpile prefabricate duce la mărirea capacității portante a fundației, și asigură o rezervă mult mai bună a panourilor prefabricate de elevații, duce și la reducerea numărului de elemente prefabricate datorită capacității portante ridicate a acestora, fapt ce conduce la scăderea a numărului de ore de funcționare a utilajului pe șantier, simplitate în montaj și ridicarea gradului de industrializare în poligon și pe șantier.

Sporirea considerabilă a capacității portante folosind elementele de talpă cu placă antirefulantă, se justifică prin volumele de încercări experimentale (cap.3) asupra unor elemente de talpă discontinue cu și fără placă antirefulantă, încercări ce au fost efectuate în diferite sisteme de realizare al gropii (săpare, ştanţare și ştanţare cu bulb), încercările fiind făcute în diferite categorii de teren (afînat, mediu și îndesat).

În lucrare se pronunță la urmă a comparație de creștere a capacității portante atît funcție de dimensiunile elementelor cît și funcție de forma acestora pe categorii de teren identice.

Autorul concluzionează că elementele de talpă discontinue de forme de trunchi de piramidă au fost introduse în gropile ştanţate prin vibrare cu ajutorul instalației model experimental AVPP-1 (parametrii utilajului în cap.3), avînd în vedere marele avantaj pe care le prezintă tehnica vibrării, ajungînd la concluzia că utilajul satisface cerințele necesare.

În studiile ce se întreprind în capitolul 3, autorul folosea-

te ștanțarea gropilor de fundații care contribuie la îmbunătățirea caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului de fundare, și placa antirefulantă care contribuie atât la mărirea dimensiunilor zonei de îndesare, iar în urma ștanțării și deci micșorarea deformabilității terenului, cât și la realizarea unei suprafețe de contact cu terenul de fundare mai mari asigurându-se o rezemare mai bună a elevațiilor.

Studiile din acest capitol se referă la formă și dimensiunile elementului, înclinarea optimă a fetelor trunchiului de piramidă, la calculul și executarea capacității portante a elementului de talpă precum și la unele propuneri pentru proiectanți.

Așa după cum s-a mai menționat anterior, autorul a ners pe varianta de realizare a infrastructurii prefabricate reșerată de tălpi discontinue cu placă antirefulantă, avînd elevațiile cu grosime de 16 cm și planșeu prefabricat peste subsol de aceeași grosime. At panourile de elevații cât și elementele de talpă fiind turnate din beton de marcă B250. Studiile referitoare la aceste aspecte prezintă-tîndu-se în cap.4. Astfel se studiază panourile de elevații cu grosime de numai 16 cm, calculul îmbinărilor acestora, se fac cercetări experimentale cu privire la panourile cu una, respectiv două deschideri, precum și pentru un element spațial.

Soluția studiată a fost concepută pentru Proiectul tip T 770 secțiunea Pb2, cu structură în diafragme din panouri mari ce se folosesc pe scară largă în execuție.

Modelele de panouri executate la scara 1:4 cu păstrarea procentului de armare a elevațiilor și îmbinărilor au fost încercate în bazinul mare din hala catedrei de drumuri și fundații în scopul de a pune în evidență capacitatea portantă atât a panourilor de elevații ajungînd pînă la rușere cât și a elementelor de talpă discontinue introduse în gropi ștanțate cu bulb din balast.

Elementul spațial a fost executat la aceeași scară (1:4) și încercat în scopul de a evidenția comportarea îmbinărilor și a conlucrării panourilor de elevații cu fundația, betonul de monolitizare folosit atât la realizarea stîlpișorilor cât și la monolitizarea făcută între planșeu și panourile de elevații fiind executat din aceeași marcă de beton din care sînt turnate panourile de elevații și planșeu (B250).

Trecuta de apariție a fisurilor și valoarea deschiderii lor în momentul ruperii, pun în evidență faptul că soluția de prefabricare

studiată prezintă rigiditate mare, corespunzătoare normelor actuale de proiectare pentru clădirile cu S+P+4E.

Valoarea de rupere a panourilor ce a apărut în urma încercărilor efectuate denotă o siguranță corespunzătoare pentru gradele seismice 6 și 7. Din studiile făcute în cap.4, se trag concluzii asupra relațiilor de calcul și aspectelor constructive (încălziri, etc.) pentru realizarea elevațiilor propuse.

Sub acțiunea încărcărilor normate și de calcul modelele studiate au avut o comportare rigid-elastică, respectiv nu au apărut fisuri mici în panourile de elevație și nici în monolitizările dintre elevații (la elementul spațial), precum nici între elevații și elementele de talpă peste care se reazemă acestea.

Soluția studiată a prezentat o rigiditate mare a panourilor de elevație și tasări mici ale elementelor de talpă, precum și o lucrare foarte bună dintre elementele prefabricate pentru elevații și talpă discontinuă, ceea ce duce la concluzia că soluția satisfăce condițiile impuse de concepția actuală pentru proiectarea tipăritărilor pentru blocuri de locuințe în zone seismice de gradul 6-7.

Lucrarea în cap.5, prezintă un studiu de alcătuire a unei infrastructuri integral prefabricat după concepția proprie a autorului, precum și tehnologia de realizare a acesteia.

Varianta de infrastructură studiată și concepută de autor este adoptabilă la Proiectul tip T 770 secțiunea Pb2 și vizează în principal posibilitățile de industrializare și mecanizare integrală a lucrărilor de fundații, precum și adoptarea unui sistem de infrastructuri care să conducă la economii atât sub aspect valoric cât și sub aspectul consumurilor de materiale principale față de soluțiile de infrastructură utilizate pînă în prezent. Concluziile analizei tehnico-economice efectuată comparativ pentru 5 variante de infrastructură dovedesc superioritatea soluției propuse de autor, compararea tehnico-economică a celor 5 variante de infrastructură, s-a efectuat prin intermediul deciziilor FUZZY pe bază cărora s-a putut determina varianta optimă de fundare.

Din parcurgerea lucrării se poate vedea că autorul a încercat să finalizeze studiul său prin redactarea unui îndreptar de proiectare și executare a infrastructurii studiate care să prienteze aplicarea soluției și în țara sa SIRIA.

1. SINTEZA DOCUMENTARA ASUPRA UNOR SOLUTII DE FUNDARE DIRECTA A CLADIRILOR DE LOCUIT, S+P+4 ETAJE REALIZATE PRIN PREFABRICATE

În capitolul de față se prezintă câteva soluții de realizare a fundațiilor prefabricate pentru clădiri de locuit cu S+P+4E realizate din panouri mari prefabricate, în ideea de-a se face o analiză a posibilităților de realizare integral prefabricată a acestor locuințe, cu precădere a celor tipizate.

Se face precizarea că, în referatele prezentate de doctorand în perioada pregătirii pentru abordarea tezei, s-a elaborat o cuprinzătoare sinteză documentară cu privire practic la toate soluțiile de fundare existente, cu referire la metodele și prescripțiile de calcul folosite îndeosebi în R.S.România, precum și la tehnologiile de execuție a sistemelor de fundare directă.

1.1. SOLUTII DE FUNDARE DIRECTA PENTRU PEREȚI PORTANTII REALIZATI PRIN PREFABRICARE

Din datele cunoscute de autor, rezultă că primele fundații prefabricate din beton armat, au fost realizate de către inginerul român Anghel Saligny în anul 1907, la execuția unor construcții în portul Constanța.

Prefabricarea fundațiilor nu s-a dezvoltat în același ritm cu suprastructura, ceea ce face ca în prezent aproape toate fundațiile pentru stâlpi și pentru pereți, continuă să se execute monolit. [68]

În majoritatea țărilor lumii, chiar și în cele ce au un grad mare de industrializare a construcțiilor, se folosesc în general procedee de turnare a betonului pe șantiere, o excepție făcând Uniunea Sovietică și alte câteva țări unde se utilizează

și diverse soluții de prefabricare a soluțiilor [19,24;33,52,53]

Industrializarea prin prefabricare a fundațiilor directe la clădiri cu pereți portanți constituie o problemă care s-a pus în urmă cu mulți ani [54] mai ales la construcțiile din panouri mari, iar mai târziu s-a pus tot mai des problema realizării prefabricării infrastructurii [22,42,62].

În cele ce urmează vor fi prezentate unele soluții de fundații pentru pereți prefabricați, realizate în unele țări ce folosesc procedeul, iar într-un paragraf urmînd a fi prezentate soluțiile realizate în R.S.România prin prefabricare.

1.1.1. Fundații continue prefabricate, folosite în URSS

În figura 1.1. sînt prezentate principiile de alcătuire a fundațiilor continui din prefabricate și cîteva tipuri principale de elemente prefabricate folosite în URSS.

Folosirea betonului precomprimat la panourile de fundație (elevații) prezentat în fig.1.2, conduce la reducerea oțelului de 1,5+2,0 ori și la ecônómii de manoperă de 1,5 ori în comparație cu varianta monolită [33].

Panourile mari chesonate pentru talpă (fig.1.2.a) au fost tipizate, dimensiunile lor fiind: lungimea de 360 cm, lățimea de 80-240 cm, grosimea de 30-40 cm, iar greutatea este cuprinsă între 18-52 kN.

Elevațiile sînt alcătuite din panouri mari precomprimat (fig.1.2.b) și sînt prevăzute cu goluri, asemănîndu-se cu panourile din talpă; armarea lor este făcută cu bare din oțel cu rezistență mare. Aceste panouri mari chesonate formează pereți dubli (fig.1.2.c) fiind realizate din beton armat și au secțiunea U sau T fiind prevăzute cu nervuri; lățimea panourilor este de 45 cm, lungimea de 360 cm și înălțimea de 110-220 cm.

Atunci cînd clădirile au un număr mai mare de etaje (mai mult de 4) panourile chesonate se pot așeza două cîte două în paralel, după cum se arată în fig.1.2.d aceasta pentru a se asigura rezistența elevațiilor.

Tehnologia de execuție este următoarea: după terminarea săpăturii panourile de talpă se așează pe un pat din nisip

sau un strat de egalizare (fig.1.2.d) ; panourile pentru elevație

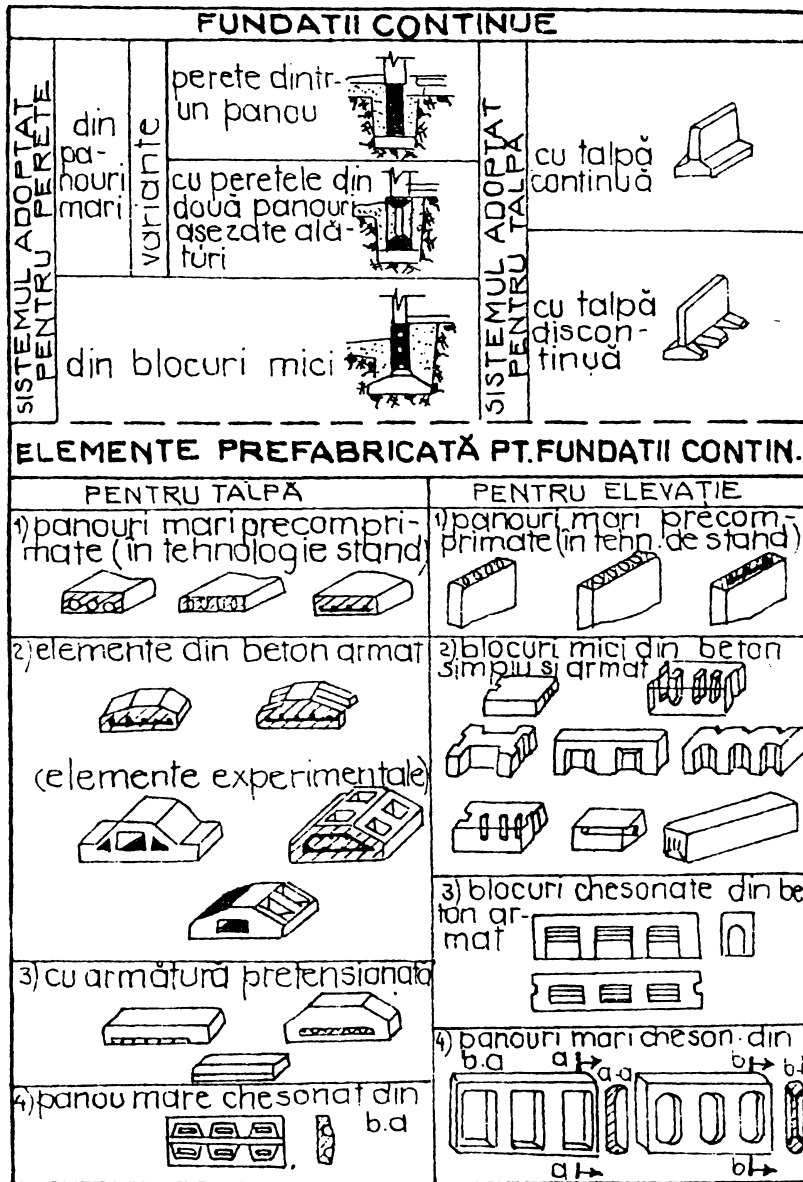


Fig.1.1. Soluții pentru fundații și tipuri de elemente prefabricate pentru talpă și elevație folosite în URSS.

se fixează pe panourile de talpă prin intermediul unui mortar.

Așezarea podoberilor de elevație, se face decalat față de cele pentru talpă pentru țeserea rosturilor asigurând o rigiditate sporită infrastructurii. Toate fundațiile prezentate pot fi executate cu talpă continuă sau discontinuă (fig. 1.3).

Fundațiile discontinue (fig.1.3.b) sînt cu așezarea blocurilor de talpă întreruptă comparativ cu fundațiile cu talpă continuă, fundațiile cu talpă așezată discontinuu aduce economii de pînă la 30% la consumul de beton - și

suferă tasări mai mici în condițiile aceleași presiuni pe teren (fig.1.4) [35].

Există și unele dezavantaje cî se reduce dimensiunea elementelor prefabricate - deci și gradul de industrializare.

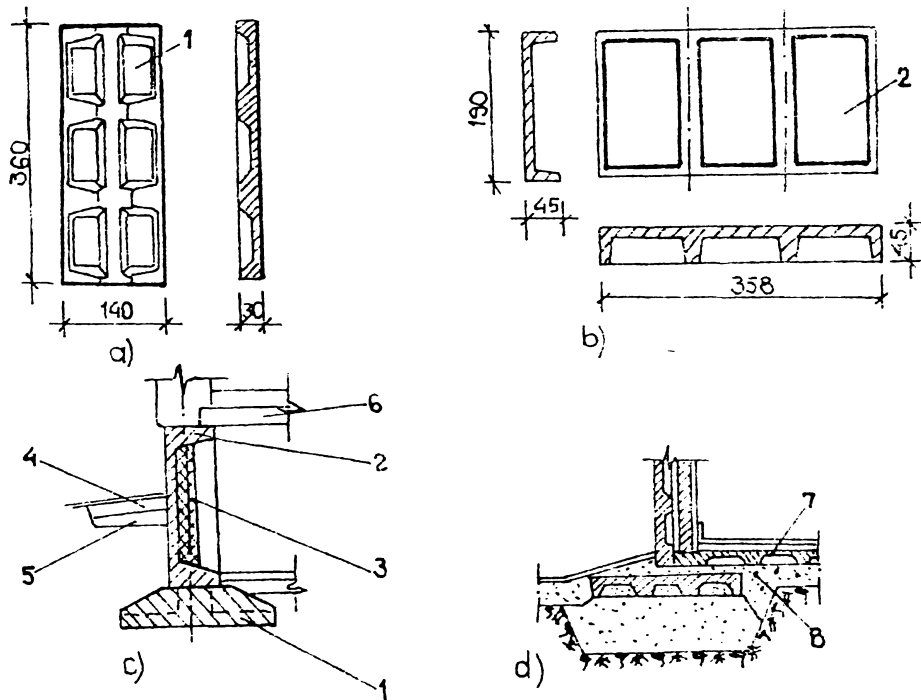


Fig.1.2. Soluții pentru fundații continue prefabricate din panouri chesonate; a) panou pentru talpă; b) panou pentru elevație; c) secțiune verticală cu perete simplu; d) secțiune verticală cu perete dublu; 1-panou chesonat pentru talpă; 2-panouri chesonate pentru elevații; 3-izolație termică; 4-trotuar; 5-strat din argilă; 6-planșeu subsol; 7-panou de pardoseală la subsol; 8-strat din beton.

În figura de mai sus se arată că tasarea fundației discontinue nu crește proporțional cu modificarea suprafeței de rezemare ci mult mai încet, ca urmare se poate alege o astfel de fundație

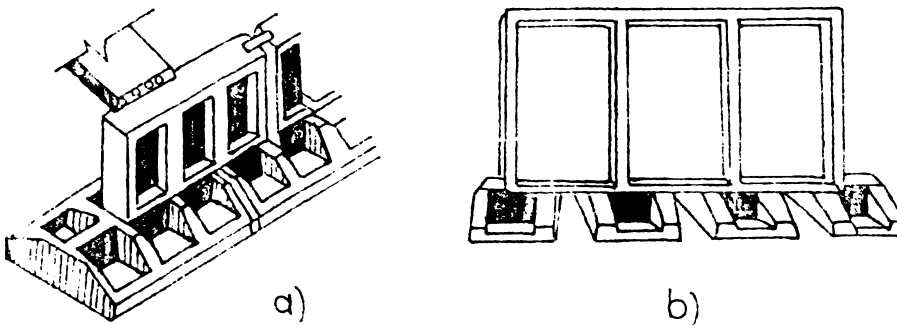


Fig.1.3. Fundații continue prefabricate: a- cu talpă continuă ; b- cu talpă discontinuă.

discontinuuă a cărei suprafață de talpă să fie mai mică decât suprafața fundației continue - și care în aceleași condiții de teren să ducă la o tasare de aceeași

valoare ca la fundația continuă, fapt ce determină eficiența econo-

mică a fundațiilor în fîșie cu talpa discontinuă.

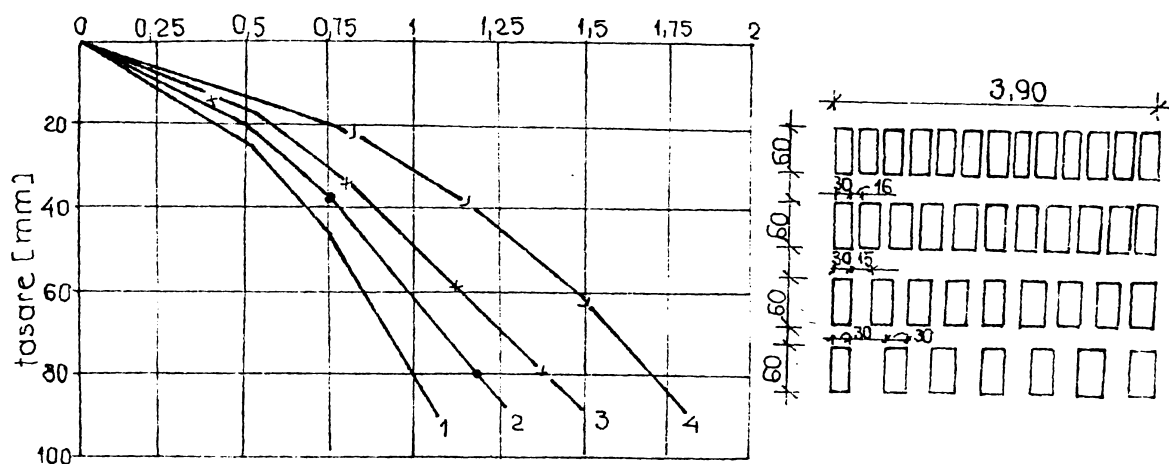


Fig.1.4. Dependența tasării fundațiilor cu distanța dintre blocurile pentru talpă: 1-talpă continuă; 2,3,4-talpă întreruptă cu distanțe de 5 cm, 15 cm, 30 cm.

Unul din dezavantajele executării fundațiilor din beton armat îl constituie durata mare de execuție a infrastructurii în comparație cu montarea rapidă a panourilor de la suprastructură. De exemplu: pentru o clădire de locuit de 60 de apartamente din localitatea Soci din URSS, execuția ciclului zero a durat 17 zile pe cînd execuția celor 5 etaje a suprastructurii a durat numai 5 zile, concomitent, pentru care proiectanții au decis să treacă la soluția prefabricată și a elevațiilor [36].

Soluția constructivă constă în alcătuirea infrastructurii cu panouri mari îmbinate de-a lungul axelor longitudinale și transversale așa cum se arată în fig.1.5.

Dimensiunile panourilor pentru elevații au mărimea unei camere și grosimea de 20-35 cm, din beton de marcă B 200, armate vertical și orizontal.

Pe vertical, panourile de elevație prezintă dinți de dimensiuni 25x120 mm pentru distribuția încărcărilor provenite de la suprastructură și transmită la talpa fundației.

Pentru preluarea forțelor din acțiunea seismică pe partea orizontală la partea inferioară a panourilor de pe axa longitudinală și axele transversale se găsesc niște dinți (praguri) (fig. 1.6).

În funcție de condițiile geologice ale terenului, talpa unei fundații se poate rezolva în trei variante :

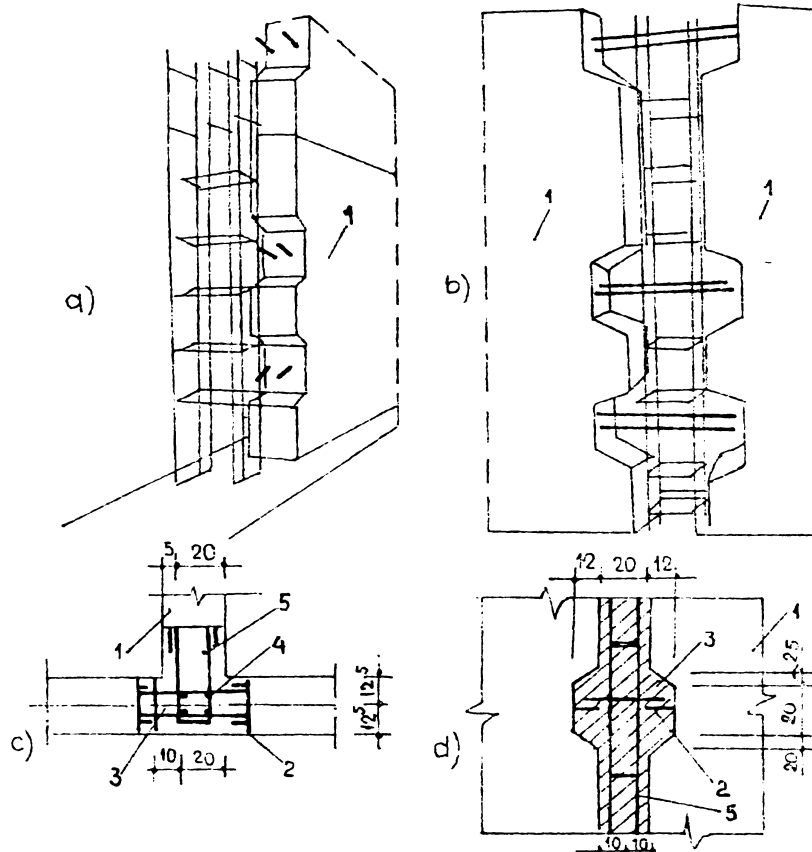


Fig.1.5. Imbinarea verticală a panourilor din elevație în zone seismice (URSS): a,b-vedere laterală; c-vedere în plan d-vedere laterală; 1-panouri de elevație; 2-mustăți ancorate; 3-eclise de legătură; 4-carcasă verticală; 5-beton de monolitizare.

Varianta I: es-

te folosită în cazul în care terenul bun de fundare este aflat la o adâncime de 2 m de la suprafața terenului și se pot utiliza țipi continue din elemente prefabricate din beton armat, cu grosimea de 40 cm, înălțimea dintre elemente se face prin șuruburi și așchii de beton în care se monolitizează de-a lungul lor clădirii.

Varianta II: se

aplică în cazul când stratul bun de fundare este aflat la 4,5 m de

suprafața terenului indicându-se soluția fundării pe piloți și grinda din beton armat prefabricat. Imbinarea elementelor se face ca la varianta I, dimensiunile lor fiind de 40 cm înălțime și 40 cm lățime pentru axele interioare, iar pentru axele exterioare de 55 cm.

Varianta III: se folosește atunci când stratul de fundare se află între 2 și 4,5 m de la suprafața terenului și se folosesc piloți prefabricați cu secțiune dreptunghiulară, făcuți din beton armat și au diferite înălțimi (cu modul de 0,5 m) în funcție de adâncimea stratului.

Toate elementele fundațiilor prefabricate în această variantă au secțiunea constantă ceea ce permite confecționarea de cofraje care nu au o tehnologie complicată.

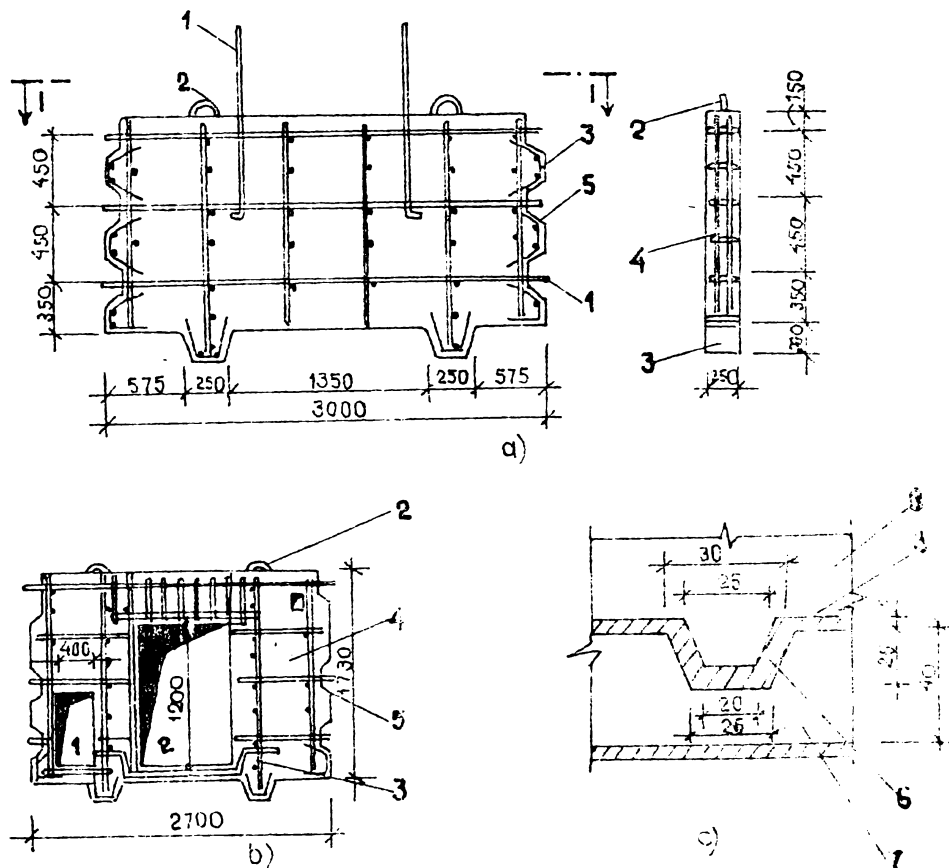


Fig.1.6. Panouri de elevație prefabricate (URSS) pentru zone seismice: a-panouri fără goluri; b-panouri cu goluri; c-îmbinație dintre elevație și talpă; 1-bare de ancoraj; 2-agrafe manipulare; 3-dinte pentru preluarea eforturilor de forfecare; 4-carcasă armătură; 5-prag monolitizare; 6-mortar; 7-talpă fundație (radier); 8-panou de elevație.

Folosirea fundațiilor continue prefabricate și în cazul zonelor seismice [36] a evidențiat câteva avantaje deosebite :

- se pot folosi aceleași brigăzi de montaj atât la infrastructură cât și la suprastructură ;
- se face o economie de beton de 36% și de armătură de 14% ;
- scad cheltuielile de manoperă cu 44% ;
- se reduce prețul de cost cu 27% ;
- nu se întrerupe lucrul în caz de timp nefavorabil ;

- se ridică categoria de calificare a muncitorilor.

Avînd la bază experiența construirii fundațiilor prefabricate de la Soci, în URSS s-a trecut la extinderea soluției și la alte obiective, ca urmare elementele prefabricate pentru fundații continue au fost introduse în standardele sovietice.

Experiența acumulată de către specialiștii sovietici în domeniul fundațiilor prefabricate la clădirile de locuit a permis unele concluzii cu referire la aspectele tehnico-economice. Pentru o evidențiere mai ușoară a problemelor se face apel la comparația tehnico-economică pentru patru tipuri de fundații (fig.1.7).

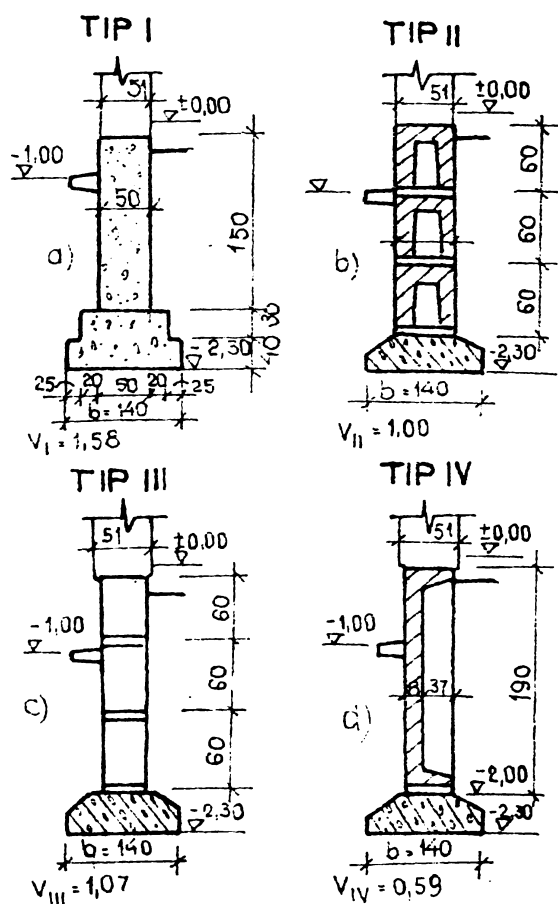


Fig.1.7. Fundații de diferite tipuri: a-din beton monolit; b-din blocuri mici cu goluri prefabricate; c-din blocuri mici fără goluri; d- fundații din panouri chesonate.

Indicatorii comparativi în special consumul de manoperă al acestor fundații s-a calculat ținîndu-se cont de condițiile de lucru avute în timpul construcțiilor în orașul Minsk (URSS) și acești indicatori sînt prezențați în tabelul 1.1.[97]

Din analiza tuturor indicatorilor tehnico-economici rezultă avantaje indiscutabile la ultimul tip de fundație (fig.1.7.d).

Astfel, în comparație cu fundația din beton monolit (fig.1.7.a) volumul total este redus la aproape o treime, iar consumul de manoperă este redus la 61% - toate reducerile se raportează la soluția din beton monolit (fig.1.7.a).

În comparație cu fundațiile de la blocurile mici (fig.1.7.c) fără goluri cele din panouri chesonate (fig.1.7.d) duc la o reducere de 1,7 ori a volumului de beton și o scădere de 21% a consumului de manoperă.

Un indicator esențial al fundațiilor din panouri chesonate (fig.1.7.d) îl constituie de asemenea micșorarea numărului de elemente din prefabricate de 2,5 ori în comparație cu fundațiile (fig.1.7.b.,c.) folosite.

Acest lucru nu numai că amplifică lucrările de montaj, dar totodată îmbunătățește rezistența construcției și proprietățile de izolare a panourilor de fundație.[98]

Tabel 1.1.

Indicatori pentru 1 m liniar de fundație	UM	tipul fundației			
		a	b	c	d
grosimea raportată a ele- vației	cm	50	37	38	19
	%	100	74	75	38
grosimea raportată a tăl- pii	cm	59	30	30	23
	%	100	51	51	39
volumul de 1 m liniar de fundație	m ³	1,58	1,00	1,07	0,59
	%	100	63	68	37
consum de metal	Kg	0	7,8	7,8	14,4
consum de material lemnos	m ³	0,02	0,01	0,01	0,005
greutatea materialelor și a elementelor de construcții	tone	3,64	3,02	2,68	1,47
	%	100	83	74	40
consumul de manoperă total (proiect tip 1-446-2)	zile om	0,71	1,29	1,25	1,04
	%	100	75	73	61
numărul de elemente prefa- abricate pentru subsolul clădirii analizate	buc. om	0	118	118	46
	%	0	100	100	39

Din cele prezentate mai sus, se desprind avantajele tehnico-economice ce le prezintă prefabricarea infrastructurii, ceea ce desigur că se recomandă a se extinde.

1.1.2. Fundații continue prefabricate, folosite în R.P.Ungaria

Odată cu intrarea în funcțiune a fabricilor de prefabricate pentru panouri mari, s-a extins și ideea prefabricării fundațiilor clădirilor de locuit și social culturale.

Colectivele de proiectare au conceput elemente prefabricate de diferite dimensiuni conform modulării clădirilor cu structura din panouri mari prefabricate: lungimea 2,70+3,60 m, înălțimea de 2,25+2,65+3,05 m și grosimea de 20 cm.

În panouri sînt prevăzute golurile necesare trecerii conductelor iar pentru elementele marginale s-a prevăzut și un strat termoizolator.

Planșeul "cotei zero" este identic cu planșeele nivelărilor curente, fiind folosită soluția ca la realizarea clădirilor înalte pe terenuri slabe - în acest caz elementele componente ale infrastructurii sînt prezentate în fig.1.8 și 1.9.

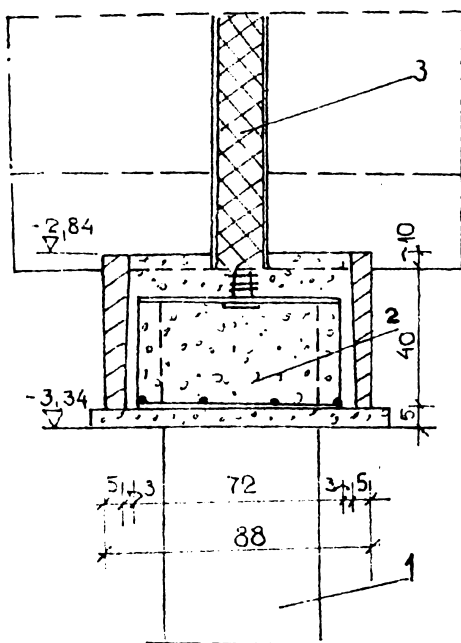


Fig.1.8. Sistem de fundații prefabricate (RPU): 1-pilot prefabricat; 2-grindă din beton turnată monolit; 3-panou de elevație prefabricat.

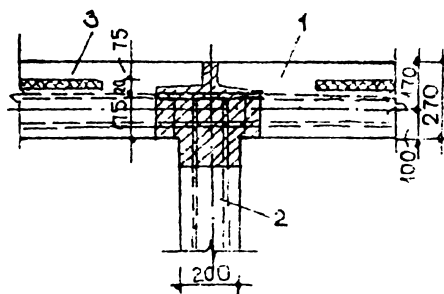


Fig.1.9. Încadrarea panourilor de elevație (RPU): 1-panou de exterior; 2-panou interior; 3-termoizolație.

În urma executării unor clădiri înalte cu sistemul combinat cu piloți și panouri prefabricate pentru elevațiile fundațiilor, se poate spune că timpul de execuție se reduce cu aproape 50%, se reduce și costul manoperei cu 7-8%, crește calitatea lucrărilor executate și siguranța construcțiilor.

Rezultatele experimentale executate la scară naturală au pus în evidență comportarea foarte bună a sistemului constructiv menționat de noi.

1.1.3. Fundații continue prefabricate folosite în Franța

În Franța pe o serie de șantiere ce se găsesc pe malul Senei s-au realizat mai multe clădiri de locuit unde au fost utilizați pereți prefabricați tip panasol (fig.1.10) (îngropați în sol). Prin folosirea pereților prefabricați îngropați în teren, se obțin avantaje privind asigurarea construcțiilor și calitatea superioară a lucrărilor

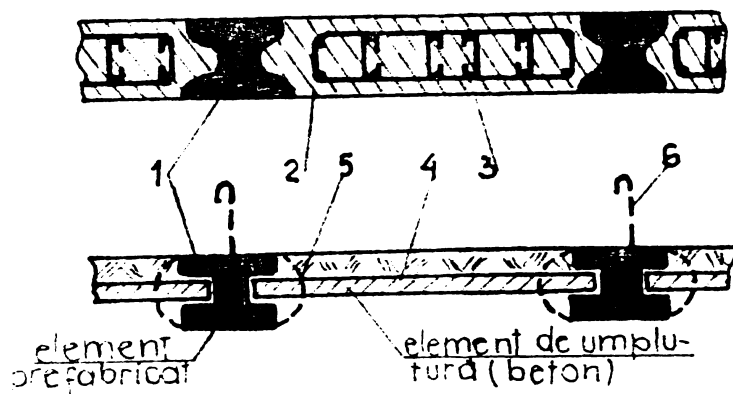


Fig.1.10. Pereți de susținere prefabricați de tip panasol (Franța): 1-îmbinare prefabricată; 2-perete monolit; 3-carcasa armăturii; 4-element de umplutură; 5-mortar de monolitizare; 6-tirant.

Dificultatea, constă în îmbinare și fixare în teren a elementelor prefabricate. Săparea tranșei se face sub protecția unui amestec format din: apă, cenă și ciment formând un mortar fluid.

Primele lucrări de acest fel realizate în Franța au fost realizate în 1970 la Paris. [54]

Un perete prefabricat îngropat în teren poate asigura 3 funcții: de susținere, portant și de etanșare.

Incercările făcute "in situ" au pus în evidență tasări cuprinse între 1-3,5 cm. Gradul înalt de industrializare, funcțiile com-

plexe pe care le îndeplinesc (susținere, etanșare, portanță) și avantajele economice, au determinat pe constructorii francezi să extindă folosirea pereților panasol și la alte construcții fiind o soluție de perspectivă inclusiv pentru fundațiile de sub pereții clădirilor de locuit.

1.2. SOLUȚII DE FUNDATII CONTINUE PREFABRICATE REALIZATE IN ROMANIA

1.2.1. Cîteva aspecte generale

Avînd în vedere preocuparea continuă pentru reducerea consumului de materiale de construcții, se impune utilizarea unor soluții de fundare economice și sigure, acordîndu-se o atenție deosebită creșterii productivității muncii în special prin ridicarea gradului de industrializare a lucrărilor de execuție. Soluțiile adoptate vor trebui să conducă, la economisirea combustibilului și a energiei, a materialelor deficitare și a prețului de cost.

Clădirile de locuit cu suprastructură prefabricată din panouri mari - cum ar fi proiectul tip T 770 (avînd S+P+4E) se folosesc pe tot teritoriul R.S.ROMANIA, excepție făcînd numai zonele care au gradul 8 de seismicitate.[54]

Alegerea sistemului de fundare a unei locuințe, se face în baza unui studiu geotehnic la care se face și un studiu hidrogeologic corespunzător complexității situației amplasamentului și în cazul descoperirii unor pînze de ape freatice care ating nivelul de fundare, se verifică și agresivitatea apei față de beton și oțel.

Clădirile de locuit amplasate pe terenuri slab consolidate se pot funda pe tălpi continui din beton simplu avînd marca 1375 OT.

De asemenea stabilirea soluțiilor de fundare pe aceste terenuri se adoptă o îmbunătățire a pămînturilor care se aplică în funcție de caracteristicile fizico-mecanice ale acestora de regimul de înălțime al clădirilor și de zona seismică a amplasamentului.

La alegerea soluției pentru structură se ține seama și de tasările posibile pe terenul de sub fundație care să poată fi preluate de structură, fără degradări ce ar putea afecta rezistența clădirii sau ar putea duce la complicații mari în desfășurarea bunei funcționări a locuințelor.

Deoarece majoritatea clădirilor de locuit se realizează din panouri mari prefabricate, este necesar a se prezenta mai jos câteva date caracteristice.

Clădirile de locuit din panouri mari (blocuri) se execută după proiecte tip refolosibile spre exemplu proiectul IPCT 770-83 redactate pe serii de proiecte cu caracteristici similare. La proiectarea lor se ține seama și de cerințele funcționale, de arhitectură, de rezistență, de asemenea se are în vedere și următoarele obiective:

- sporirea durabilității clădirii ;
- reducerea consumului de combustibil în exploatare ;
- creșterea gradului de prefabricate și de finisare în vederea reducerii consumului de manoperă pe șantier ;
- introducerea și extinderea utilizării materialelor cu eficiență ridicată;

Structura de rezistență a clădirilor din panouri mari este alcătuită dintr-un ansamblu de diafragme verticale, transversale și longitudinale pline sau cu goluri și diafragme orizontale - planșeele formînd o structură cu o mare capacitate de rezistență și stabilitate la acțiunea încărcărilor verticale și orizontale.

Infrastructura clădirilor de locuit din panouri mari se poate realiza în mai multe moduri, în cele ce urmează făcîndu-se referiri la acestea - se realizează de regulă cu subsol tehnic :

- la proiectarea infrastructurii se ține cont că structurile din panouri mari sînt foarte rigide deci incapabile să urmarească deformațiile terenului de fundare ;

- legătura dintre suprastructură și infrastructură este astfel realizată încît să se obțină o conlucrare efectivă și sigură între acestea.

Fundațiile clădirilor din panouri mari (Pr.T 770-83) se realizează din beton monolit B 150 turnat în cofraje metalice plane și se va compacta bine. Grosimea pereților este de 20 cm,

iar peste cei de la subsol se prevede o centură de 20 cm lățime din b.a. B 150 pe care se reazemă planșeul prefabricat. În această centură se înglobează bușele și mustățile de fixare ale elementelor prefabricate.

În cazul realizării pereților subsolului din panouri mari prefabricate (ceea ce s-a făcut în ultima vreme și la care vom reveni mai pe larg pe parcursul lucrării) acestea vor fi asamblate prin monolitizare corespunzătoare, astfel încât să se asigure o rigiditate de ansamblu infrastructurii, având grosimea panourilor de 20 cm și fiind executate din B 200 sau B 250.

Panourile sînt armate în funcție de solicitări, inclusiv cele care apar la decofrare, depozitare, transport și manipulare. La partea lor superioară se realizează o centură înglobată, iar fețele laterale ale panourilor sînt prevăzute cu mustăți sau bușe ce se înădesc în cadrul îmbinărilor verticale prin sudură - respectiv prin suprapunere.

Rezemarea panourilor de pereți pe centura cuzinet se face prin subbetonare, fața inferioară fiind prevăzută cu goluri dese, mustăți sau bușe. Armarea panourilor și planșeelor se face cu PC 60 și STNB - iar pentru armarea constructivă se folosește OB 37.

Îmbinările de colț dintre panourile de la pereții exteriori se realizează cu stîlpișori - suprafața secțiunii orizontale a lor fiind de minim 200 cm^2 .

Pereții subsolului se pot considera ca grinzi asupra cărora acționează pe de o parte încărcările aduse de suprastructură iar pe de altă parte presiunile de la talpa fundației.

Calculule care se folosesc la proiectare, precum și în exploatare sînt luate din instrucțiuni tehnice (normativul P-10/85, etc.) [117]

În cazul realizării infrastructurii monolite, aceasta cuprinde următoarele operații:

- execuția săpăturii generale mecanizate pînă la cota pardoselii de la subsol (-2,00 m) ;
- trasarea fundațiilor și execuția săpăturii pentru fundații pînă la cota tălpii fundației ;
- turnarea betonului în talpa fundației ;

- armarea și cofrarea elevațiilor după întărirea betonului din tălpi ;
- turnarea betonului în elevații ;
- cofrarea și armarea planșeului peste subsol după întărirea betonului în elevații ;
- turnarea betonului în planșeu peste subsol.

Soluția monolită prezintă pe lângă avantajele tradiționale, o serie de dezavantaje de ordin tehnico-economic care se pot remarca și din descrierea etapelor de execuție.

În primul rând prin faptul că intervine perioada de așteptare pentru întărirea betonului, durată mare de execuție (500 ore pentru realizarea infrastructurii unui bloc de locuințe după proiect tip T 770 sect. pb₂) ceea ce implică o productivitate a muncii scăzută.

În același timp turnarea betonului la fața locului în anotimpul friguros reclamă măsuri speciale de protejare, ceea ce conduce la creșterea costului manoperei. Soluția este costisitoare și prin faptul că folosește o mare cantitate de cofraje - consum însemnat de manoperă și materiale.

Soluția monolită se apreciază că nu este adecvată tendințelor și cerințelor actuale de industrializare completă a lucrărilor din "ciclul zero", de aceea se vor prezenta numai soluțiile de fundații prefabricate.

1.2.2. Fundații continue din blocuri din beton pentru tălpi și panouri mari prefabricate pentru elevații

La Sibiu în cartierul "Hipodrom" s-au folosit fundații realizate din elemente prefabricate la un bloc de locuințe cu P+4E. Soluția utilizată prevede blocuri din beton pentru talpa fundației așezate pe un strat din beton de egalizare de 5 cm și panouri de elevații care sînt montate pe talpă după așezarea unui strat de poză de cca 5 cm grosime (fig.1.11). Panourile pentru elevație sînt pline sau prevăzute cu goluri pentru trecerea instalațiilor. Dimensiunile blocurilor și ale panourilor au fost determinate pe considerentul că masa unui element să nu depășească 5 tone. S-a urmărit de asemenea ca rosturile verticale de monolitizare a eleva-

ției să fie decalate față de rosturile verticale ale tălpii fundației.[18]

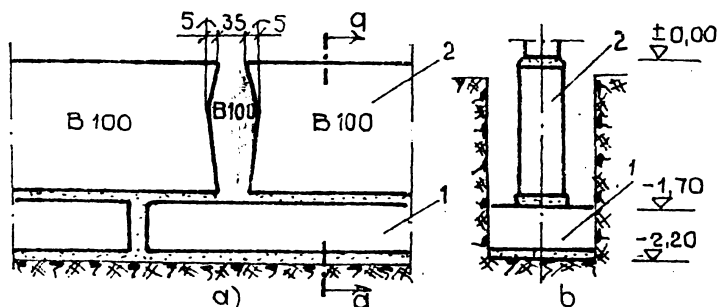


Fig.1.11. Fundații prefabricate (Sibiu, 1973) : a-secțiune transversală; b-panou casetat; 1-talpa monolită; 2-panou de elevație.

Conlucrarea panourilor de elevație este asigurată prin monolitizarea rosturilor verticale cu beton B 100 precum și prin centurile verticale cu beton B 100 precum și prin centurile prevăzute la partea inferioară și

superioară a elevației.

Elementele prefabricate au fost executate la un poligon de prefabricate situat la 300 m de șantier.

Prin aplicarea acestei soluții s-a redus consumul de beton cu cca 28% și prețul de cost cu 5-10% față de varianta cu fundație monolită însă consumul de oțel este ceva mai mare. Din încercările făcute a reieșit că tălpile și elevațiile unui tronson de bloc (cu dimensiunile 23x11 m) pot fi montate în 3 zile.

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

Catedra de drumuri și fundații din cadrul Institutului Politehnic "Traian Vuia" din Timișoara a efectuat unele studii și experimentări în colaborare cu Trustul de antrepriză generală de construcții-montaj Timiș a proiectat și realizat pentru prima dată în țară în anul 1974 o soluție de mare productivitate privind prefabricarea elevațiilor la clădirile de locuit cu P+4E cu suprastructura din panouri mari [83], Soluția a fost concepută pentru zone seismice de gradul 6 și 7 MKS.

Această soluție mixtă (talpă monolită și elevații prefabricate) îmbină avantajele betonului monolit cu cele ale betonului prefabricat. Fundația este realizată dintr-un bloc de

beton simplu turnat monolit; de regulă direct în săpătură, realizând o continuitate directă între teren și prefabricat (fig. 1.12).

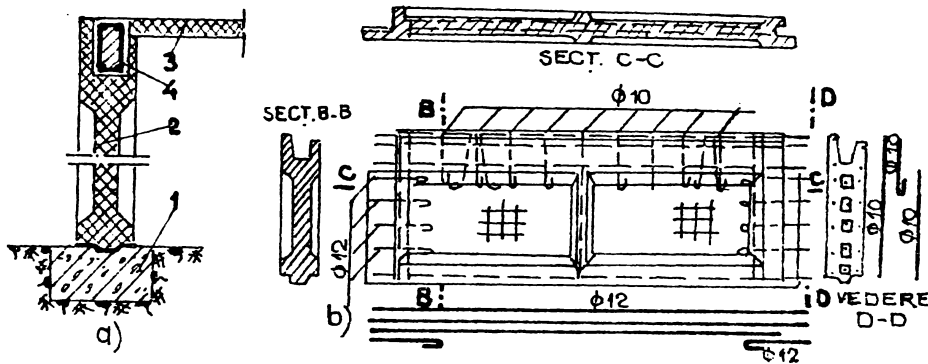


Fig.1.12.Soluție de prefabricare a elevațiilor (Catedra de drumuri și fundații din Timișoara, 1974): a-secțiune verticală prin fundație; b-panou casetat pentru elevație; 1-talpă monolită; 2-panou de elevație casetat; 3-planșeu peste subsol prefabricat; 4-centură de monolitizare elevație-planșeu subsol.

Talpa fundației se dimensionează în funcție de presiunea de teren, iar înălțimea se rezultă din condiția de rigiditate.

Pentru realizarea conlucrării între talpa fundației, turnată monolit și panourile prefabricate chesonate s-au prevăzut:

- carcasse (mustăți de ancorare) la intersecția axelor longitudinale și transversale ale fundației ;

- realizarea unor profile de formă trapezoidală la partea superioară a fundației turnate monolit. Pe aceste profile se reazemă panourile chesonate de elevație soclu, prin intermediul unui mortar de poză M 100, aceste profile având rolul de a elimina excentricitățile din montaj ale panourilor casetate și de a prelua forțele orizontale din împingerea pământului sau din seisme.

Elevațiile sînt realizate din panouri mari de formă casetată avînd înălțimea de 1,65 m iar la panourile exterioare de 1,75 m. Atunci cînd blocurile sînt prevăzute cu camere la subsol, panourile au înălțimea de 2,20 m. Panourile de elevație au formă casetată (fig.1.12.b) la care nervurile au grosimea de 35 cm,

527.444
247 i

iar zona centrală are grosimea de 15 cm.

Pentru preluarea eforturilor din contracție câmpurile panourilor s-au armat cu 2 plase sudate uzinat alcătuite din bare cu diametrul de 3 mm.

Îmbinarea panourilor de elevație se execută la intersecția axelor principale ale construcției prin sudarea mustăților, montarea barelor verticale și betonarea cu B 250 minimum.

Stâlpișorii de monolitizare au secțiunea cuprinsă între 900-1200 cm². În spațiul (jgheabul) de la partea superioară a panourilor de elevație (fig.1.12) se execută centura de la cota zero și îmbinarea cu planșeul de peste subsol, realizându-se astfel o infrastructură rigidă.

Pe baza soluțiilor studiate s-au adoptat și realizat în anul 1974 fundații în varianta talpă monolită și elevație prefabricată pentru un bloc cu 102 garsoniere, un bloc cu 20 apartamente și altul cu 40 apartamente, executate în Timișoara.

Consumurile de materiale obținute sînt prezentate în tabelul 1.2. Costul fundațiilor prefabricate a fost sensibil egal cu cel al fundațiilor monolite.

Analizînd metoda industrializării lucrărilor de fundații prin prefabricare și luînd în considerare reducerea consumului de material lemnos și creșterea productivității muncii pe șantier, scurtarea termenului de execuție, posibilitățile de lucru în perioada anotimpului friguros, se poate considera că metoda este avantajoasă. Deoarece masa elementelor prefabricate nu depășește 5 tone, rezultă o folosire mai eficientă a macaranelor și mijloacelor de transport existente pe șantier în vederea montării suprastructurii.

1.2.4. Fundații alcătuite din tălpi monolite și elevații din panouri plane prefabricate

Avînd la bază invenția [83], studiile și proiectele de execuție întocmite de către I.P."Traian Vuia" Timișoara, Catedra de drumuri și fundații, privind prefabricarea elevațiilor pentru blocurile de locuințe cu suprastructura din panouri mari prefabricate cu P+4E, în anul 1975 pe baza unui contract de colabora-

re cu catedra, Institutul de proiectări Timișoara proiectează un nou tip de panou pentru executarea subsolurilor tehnice de 1,8 m

CONSUMUL DE MATERIALE

tabel 1.2

materiale folosite	soluția clasică				soluția prefabricată				diferențe cantitat.			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
blocuri executate	cofrag [mp]	sustineri [mp]	beton elevație soclu [mc]	armături infrastructură [kg]	cofrag [mp]	sustineri [mp]	beton elevație soclu [mc]	armături infrastructură [kg]	cofrag [mp] (economii)	sustineri [mp] (economii)	beton elevație soclu [mc]	armături infrastructură [kg] (depășiri)
bloc cu 102 garsoniere	1126	287	107	3580	94	0	74,41	7478	1032	287	3259	3898
bloc cu 20 ap.	750	160	824	2700	51	0	47	3960	699	160	354	1260
bloc cu 40 ap.	2232	370	145	7177	110	0	102,67	7985	2122	370	42	808

înălțime la clădirile de locuințe amplasate pe terenuri normale, realizând o secțiune plină (deci necasetat cum era cel din 1974).

Soluția prevede realizarea tălpilor de fundații din beton monolit B 75 cu lățimea de 60-75 cm și înălțimea variabilă, în funcție de adâncimea de fundare. La fața superioară a tălpii fundației s-a prevăzut un nut de 6 cm adâncime în care se pozează pereții prefabricați pe un pat din mortar - fig. 1.13.

În dreptul intersecțiilor axelor s-au prevăzut câte 4 mustăți $\varnothing 12$ ancorate în talpă și o nișă de 20 cm adâncime - fig. 1.14. Prin dispunerea îmbinărilor verticale între elementele prefabricate de pereți în dreptul intersecțiilor axelor unde există cel puțin doi pereți perpendiculari, se asigură realizarea unei cutii rigide a subsolului.

Elementele prefabricate pentru pereți au fost prevăzute pentru înălțimea de subsol de 1,80 m, cu grosimea constantă de

20 cm.

Pentru monolitizarea ansamblului, pe fețele laterale și superioare s-au prevăzut niște alveole, bucle din oțel beton OB 37

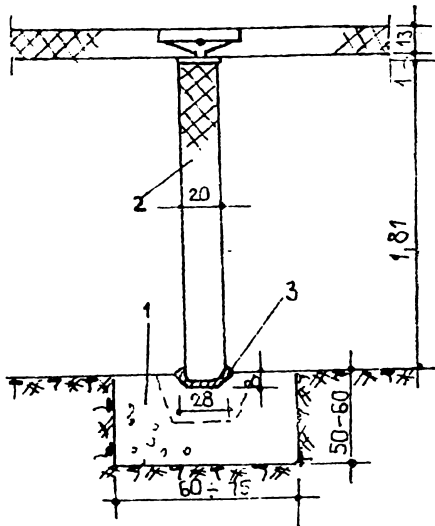


Fig.1.13. Soluție de prefabricate a elevațiilor (IPROTIM, 1975): 1-talpă monolită; 2-elevație; 3-mortar de poză.

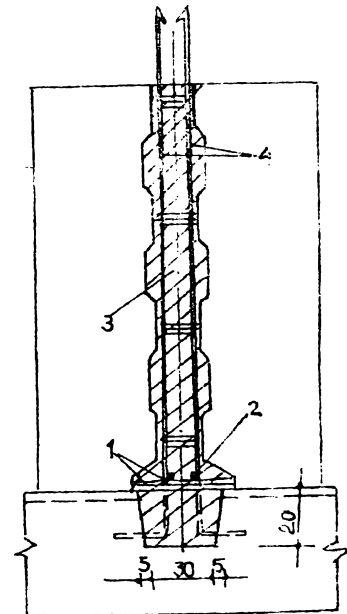


Fig.1.14. Detaliu de îmbinare rost vertical: 1-mustăți; 2-sudură; 3-beton monolitizare; 4-bare verticale.

și mustăți $\varnothing 14$. Pereții au fost armați în câmp cu 2 plase STNB $\varnothing 4/200$ și bare $\varnothing 8$ pe contur și la goluri - fig.1.15.

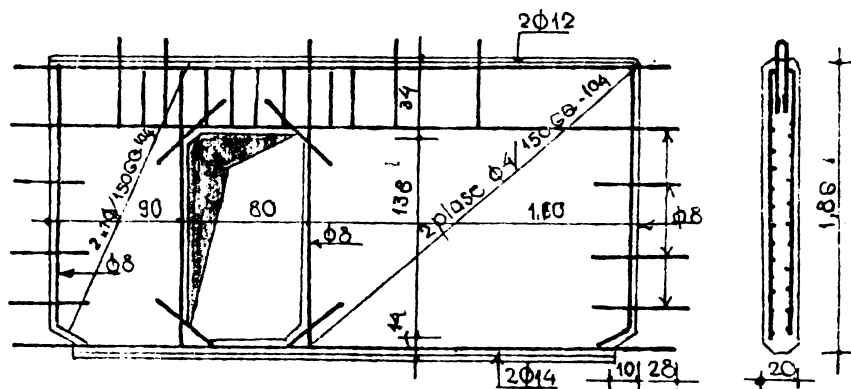


Fig.1.15. Elevație prefabricată, cofraj și armare.

Legătura ansamblului pereților subsolului cu talpa de fundație se realizează prin 4 bare verticale $\varnothing 12$, dispuse în îmbinările verticale și petrecute peste mustățile ancorate în talpă.

Legarea pereților cu tălpile de fundație numai în dreptul intersecțiilor este posibilă, deoarece la nivelul inferior al pereților (pardoseala subsolului) din acțiunea încărcărilor permanente verticale și orizontale din seism de grad 7 MKS, din calcul apar numai eforturi de compresiune.

În zona casa scării, unde, datorită intrării, peretele exterior de subsol este decupat, acesta s-a prevăzut a se realiza monolit din beton B 200 pentru a realiza o secțiune de rigiditate apropiată de cea curentă.

Tehnologia realizării subsolului în soluție prefabricată cuprinde următoarele operații:

- montarea cu ajutorul unei macarale turn MT 100 a elementelor din pereți prefabricați pe un pat din mortar M 100 așezat pe nervura de pe talpa fundației și fixarea în poziția din proiect prin sudarea mustăților din oțel-beton ;

- introducerea barelor verticale 4 \emptyset 12 între buclele \emptyset 8mm la intersecția pereților și sudarea definitivă a barelor inferioare 2 \emptyset 14 pentru realizarea continuității inferioare ;

- montarea planșeelor prefabricate peste subsol ;

- monolitizarea îmbinărilor verticale cu beton B 250 utilizând cofraje de tip colțar, de inventar, metalice.

Ordinea tehnologică, precum și durata de execuție a operațiilor de realizare cu elevații prefabricate a "cotei zero" la un tronson de clădire cu 20 apartamente în comparație cu soluția monolită, este redată în fig.1.16.

Din literatura studiată rezultă că prefabricarea pereților de subsol la clădirile de locuit a dus la ridicarea gradului de industrializare a lucrărilor de la "ciclul zero" concretizate, prin :

- a) creșterea de 3,4 ori a productivității muncii pe șantiere prin reducerea consumului de manoperă la realizarea pereților de subsol de 1100 ore la 320 ore ;

- b) reducerea de cca 3 ori a duratei de execuție a pereților pentru întreaga infrastructură ;

- c) reducerea cu cca 90% a consumului de material lemnos, față de soluția pereților monoliți turnați în cofraje din lemn ;

- d) neîntreruperea lucrărilor datorită condițiilor meteorologice nefavorabile ;

e) creșterea calității lucrărilor prin posibilitatea unui control mai riguros asupra elementelor prefabricate în poligon.

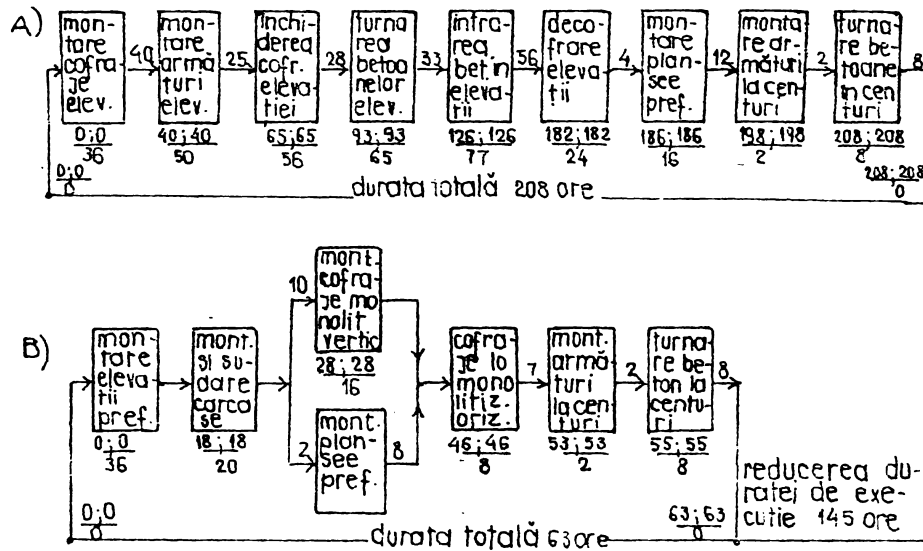


Fig.1.16. Grafic rețea pentru tehnologia de execuție a subsolului prefabricat: A-soluția cu elevații monolite; B-soluția cu elevații prefabricate.

Rezultă deci, că prefabricarea pereților subsolului este o soluție avantajoasă atât din punct de vedere tehnic cât și economică.

Soluția cu elemente plane pentru elevații se utilizează în prezent și la Piatra Neamț, București, Reșița, Arad, Turnu Severin.

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

Institutul Politehnic din Cluj-Napoca și Institutul de Cercetări și Proiectări Iași au contribuit la constituirea unei noi etape în 1979 prin introducerea de prefabricate a elevațiilor din elemente spațiale cu contur deschis.

Soluția constă în realizarea unor elevații, moduli spațiali (L, T și X), alcătuită din însăși intersecția pereților și decalarea îmbinărilor elementelor de la intersecția pereților în câmpul lor, fig.1.17, fig.1.18. În acest caz infrastructura blo-

cului se compune din următoarele elemente - fig.1.17:

- talpa fundației realizată din beton monolit turnat direct în săpătură - fig.1.17 - fig.1.18 ;

- elevația prefabricată (pereții subsolului) realizată din elemente prefabricate cu secțiune deschisă îmbinate în câmp (fig.1.17 ; fig.1.18,b) ;

- planșeul peste subsol executat din elemente prefabricate, asemănătoare cu cele de la suprastructură.

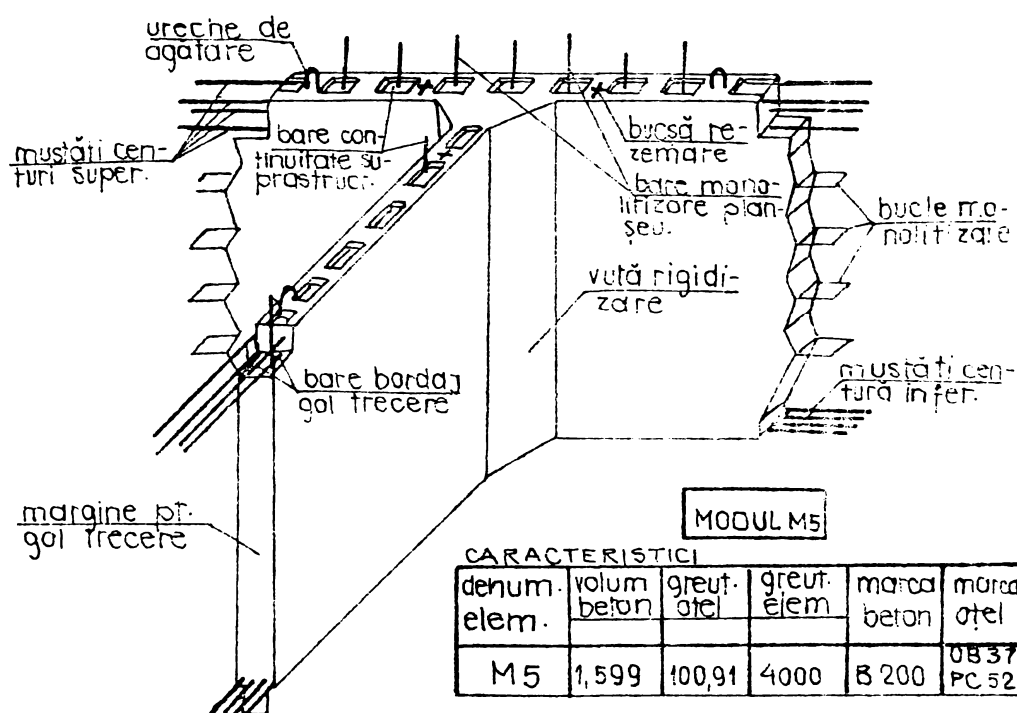


Fig.1.17. Element prefabricat spațial deschis de tip T:

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

Armarea longitudinală a îmbinării se realizează prin continuitatea centurilor superioare și inferioare în dreptul golurilor, iar în celelalte zone prin prevederea unei carcasi care leagă buclele elementelor spațiale mergând continuu pînă la talpa fundației - fig.1.18.b. Se realizează în felul acesta o legătură

puternică între toate elementele componente ale infrastructurii și o rigiditate sporită.

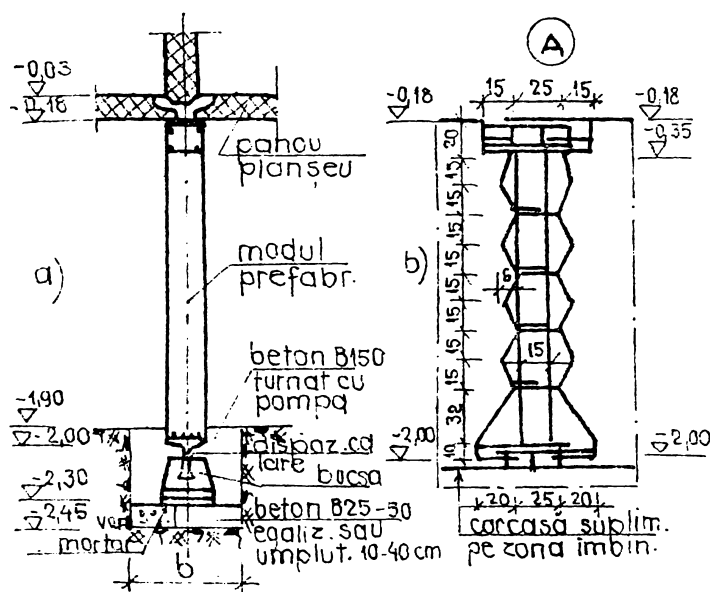


Fig.1.18. Secțiune verticală prin infrastructură și detaliu de îmbinare curentă a elevațiilor: a-secțiune verticală; b-îmbinarea modulelor pentru elevații;

Grosimea elementelor spațiale de 16-18 cm s-a stabilit în funcție de grosimea panourilor de la suprastructură (14-16 cm). La partea superioară elementele sunt prevăzute cu alveole necesare prelucrării parțiale a eforturilor de alunecare din rosturile horizontale.

Pentru îmbinarea în câmp s-a prevăzut profilatură sub formă de dinți mari, dispuși pe toată înălțimea elementelor (fig.1.17-fig.1.18).

Studiile experimentale efectuate la Cluj-Napoca și Iași s-au axat pe elucidarea unor probleme tehnologice privind forma, manipularea, transportul și montarea elementelor prefabricate, precum și pe obținerea de date referitoare la comportarea infrastructurii în exploatare.

Comportarea "in situ" s-a urmărit prin determinarea tasărilor absolute și a tasărilor diferențiate prin măsurători topometrice. Reperii s-au fixat pe elevații la 20 cm sub nivelul cotei + 0,00.

Graficul de la fig.1.20 arată că tasarea s-a produs în mare parte în perioada execuției pe timpul montajului [68]. Tasările măsurate sînt mai mici decît cele calculate și se încadrează în limitele admise de normativele în vigoare - toate acestea dovedind o foarte bună comportare a noii soluții de fundare. Se remarcă în mod deosebit reducerea duratei de execuție și creșterea productivității muncii, iar la aplicarea acestei soluții se obțin

consumuri de materiale oțel beton și ciment apropiate de varianta monolită.

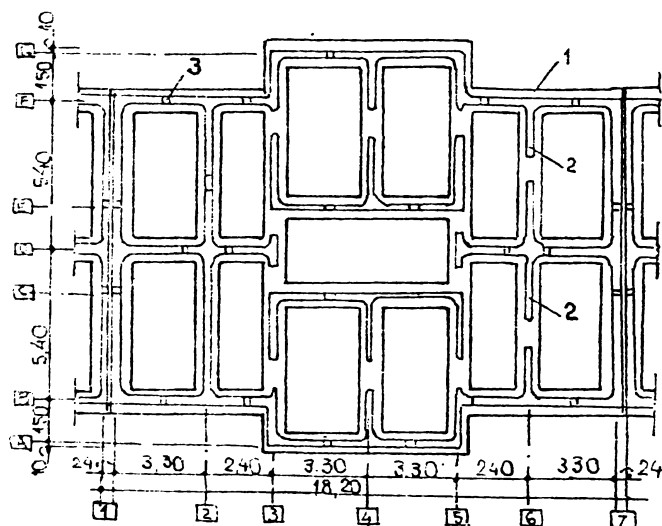


Fig.1.19. Planul de montaj al elevațiilor spațiale: 1-talpă monolită; 2-elemente spațiale pentru elevații; 3-mono-litizare.

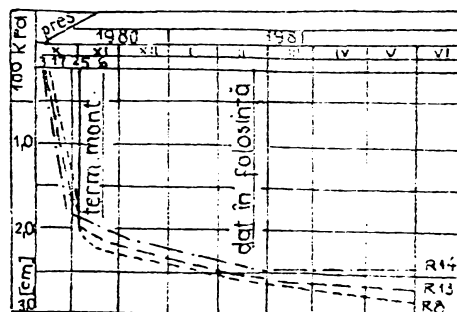


Fig.1.20. Desfășurarea tasărilor în timp (bloc Sol, cartierul Nicolina din Iași).

1.2.6. Fundații continue total prefabricate

Aceste noi tipuri de fundații total prefabricate inițiate tot în cadrul Catedrei de drumuri și fundații a I.P. "Traian Vuia" Timișoara au o concepție originală fiind brevetate [80], fiind alcătuite din elemente pentru talpă sub formă de L, T, X și panouri mari sau elemente spațiale cu 4 pereți pentru elevații.

Soluțiile au fost studiate pe modele de laborator la scara 1:1, 1:2 după care s-a trecut la aplicarea în producție. Noile soluții se pot adapta la clădirile cu suprastructura din panouri mari sau din elemente spațiale.

1.2.6.1. Infrastructură prefabricată din elemente de talpă, module spațiale și panouri plane pentru elevații.

Ansamblul infrastructurii prefabricate (fig.1.21) este format din elemente de talpă, module spațiale și panouri plane.

Talpa fundației (1) este compusă din elemente sub formă de L, P și X (fig.1.22 și 1.23), care se montează pe un pat din nisip sau calast cu grosimea de 5-10 cm, bine compactat.

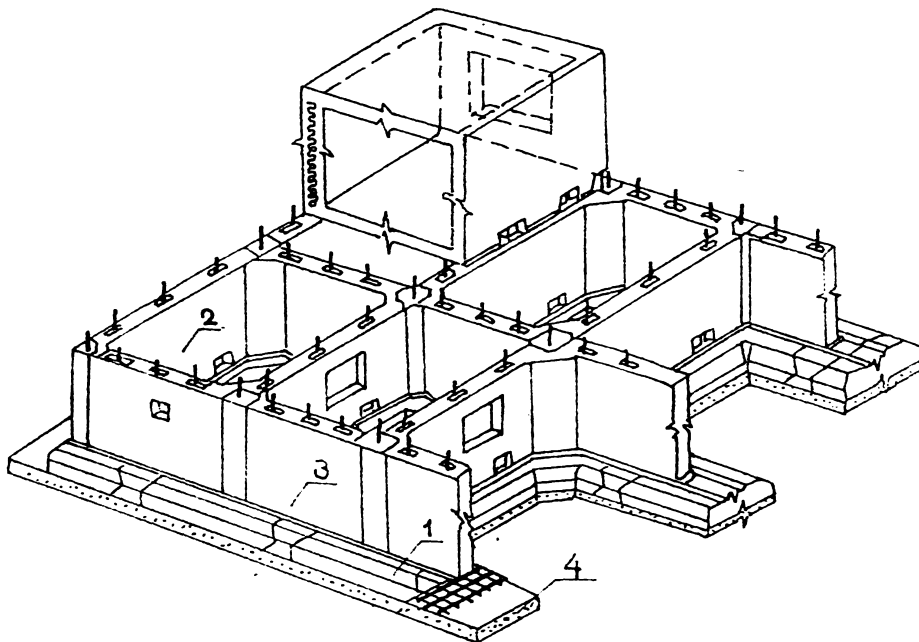


Fig.1.21. Infrastructură prefabricată : 1- elemente de talpă; 2- module spațiale; 3- panouri plane; 4- pat din nisip.

Imbinarea elementelor de talpă se realizează între axele

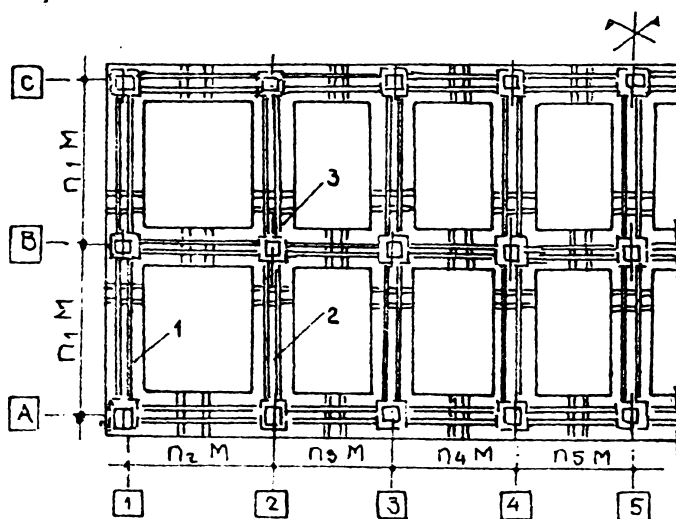


Fig.1.22. Alcătuirea tăpii fundației din elemente prefabricate: 1-element L; 2-element P; 3- element X.

construcției prin monolitizare (fig. 1.23.d).

Continuitatea armăturilor longitudinale din tălpi se face prin suprapunere (fig. 1.23.d) sau în cazuri deosebite prin sudură. Capetele elementelor

lor prefabricate sînt executate sub formă de "V" pentru realiza-
rea unei conlucrări corespunzătoare la tasări diferențiate.

Asigurarea continuității între talpă și elevație se face de-a
lungul axelor construcției prin subbetonare și stîlpișorii din
beton armat, realizați la intersecția axelor construcției (fig.1.22)
Pentru aceasta toate elementele de talpă (L,T,X) sînt prevăzute
cu șanțuri trapezoidale cu adîncimea de 4-6 cm și goluri evazate,
prevăzute la intersecția axelor construcției (fig.1.23). Modulele
spațiale sînt alcătuite din patru pereți cu grosimea constantă de
18-20 cm, înălțimea de 1,8-2,20 m, lungimea fiind dictată de pozi-

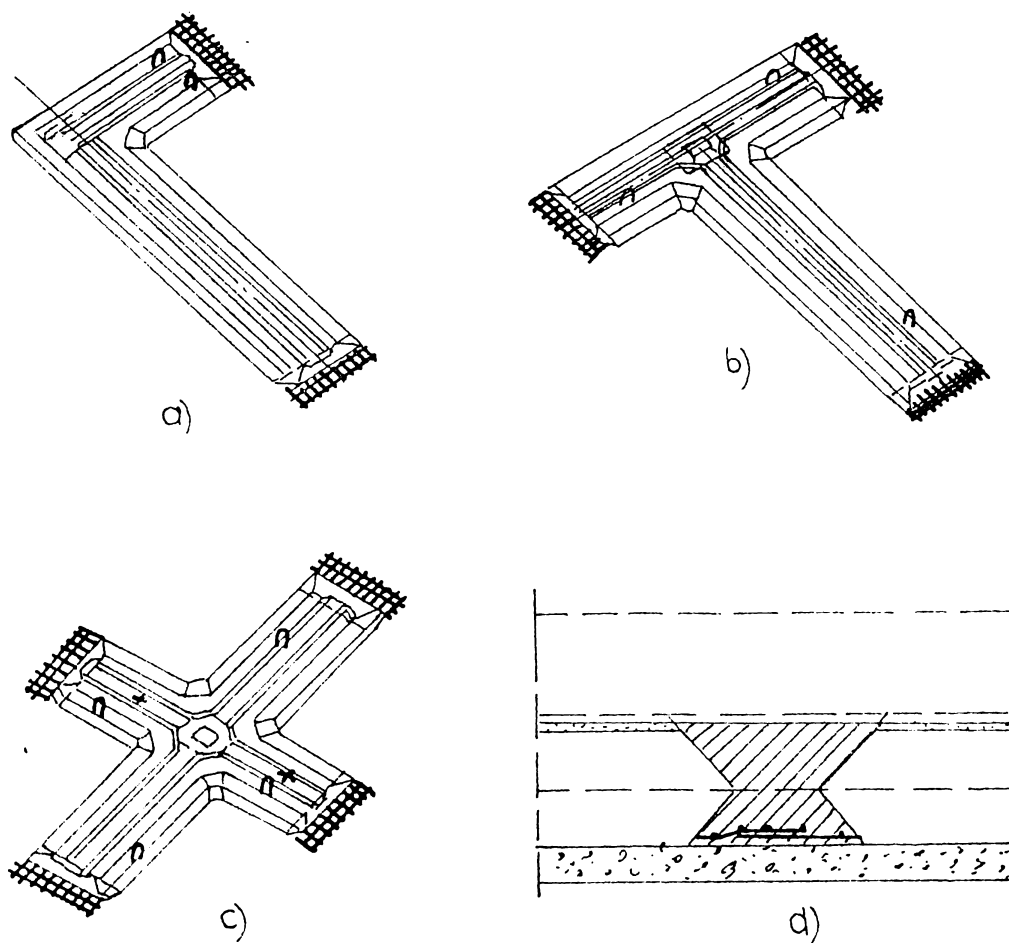


Fig.1.23. Elemente prefabricate pentru realizarea
tălpilor continue: a-element L; b-element T;
c-element X; d-îmbinarea elementelor de talpă.

ția ce o ocupă în ansamblul infrastructurii. La intersecția pere-
ților (muchi) s-au prevăzut intrînduri verticale în care sînt
plasate alveole și bucle din armătură necesare realizării îmbină-

rilor fig.1.24. -

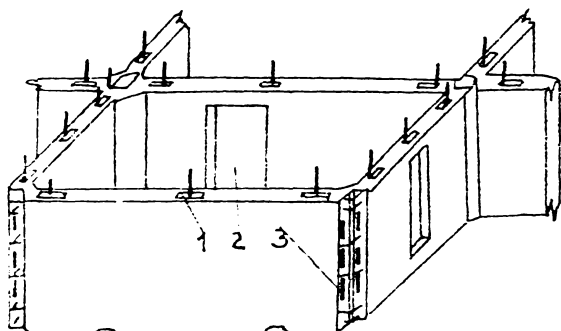


Fig.1.24. Modul spațial prefabricat pentru elevații: 1-alveole; 2-gol pentru instalații; 3-bucle pentru îmbinări.

Panourile pentru elevație (fig.1.25) au grosimea constantă de 16-20 cm, înălțimea de 1,8-2,2 m, iar lungimea în funcție de poziția ocupată în structură. Marginele laterale sînt prevăzute cu alveole și bare sau bucle din armătură pentru realizarea îmbinărilor.

Poziționarea panourilor în ansamblul infrastructurii se face cu sisteme de calare

obișnuite, numai după ce s-au montat modulele spațiale (fig.1.26)

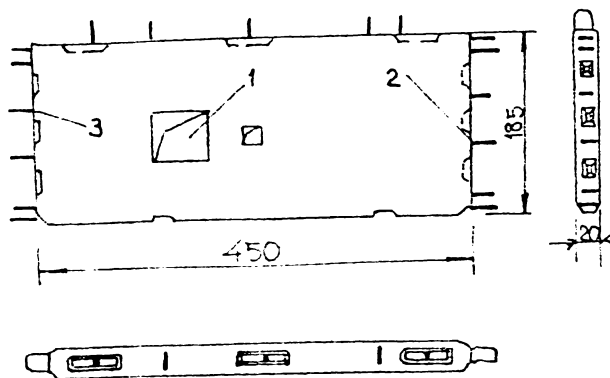


Fig.1.25. Panou prefabricat pentru elevații: 1-gol pentru instalații; 2-alveole; 3-bucle pentru îmbinări.

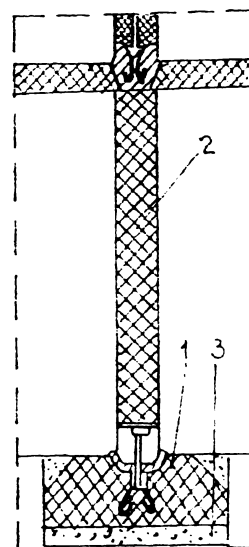


Fig.1.26. Secțiune verticală prin infrastructură (varianta I): 1-talpă; 2-elevație; 3-pat din nisip.

Îmbinările verticale sînt simple deoarece în orice zonă se monolitizează maximum două elemente (fig.1.27).

După montarea elementelor spațiale și a panourilor de ele-

vație se poziționează armăturile verticale din îmbinări, după care, pentru nodurile interioare se introduc armături orizontale sub formă de fretă prin înșurubarea pe la partea superioară, iar

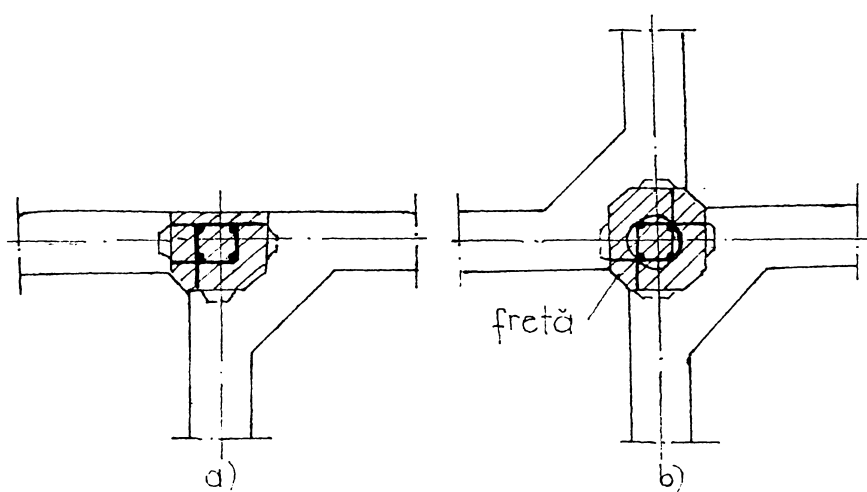


Fig.1.27. Imbinarea elementelor infrastructurii:
a-modul spațial cu panou; b-îmbinarea a două
module spațiale prefabricate.

pentru nodurile aflate pe conturul construcției se montează etrieri obișnuiți (fig.1.27).

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

La fel ca la prima variantă talpa fundației este formată din elemente de formă L, T și X (fig.1.21). Elevațiile aici sînt alcătuite numai din panouri plane (fig.1.25) ce se dispun după ambele direcții (longitudinal și transversal) ale construcției.

Poziționarea panourilor de elevație pe fundație se face cu sisteme obișnuite de calare care permit realizarea subbetonării.

Execuția îmbinărilor între panourile de elevație se realizează prin sudarea cu eclise a barelor orizontale după care se montează armăturile verticale și freta pentru nodurile interioare (fig.1.28.c) sau etrierii pentru nodurile exterioare (fig.1.28. a, b). Montarea fretai se face prin înșurubare pe la partea superioară a îmbinării. Prin turnarea betonului se crează îmbinări continue pe toată înălțimea infrastructurii (fig.1.21). În acest caz îmbinările sînt simple și leagă toate elementele prefabricate ale infrastructurii (tălpi și elevații) într-o singură etapă.

La fel ca și în variantele anterioare continuitatea armăturilor de rezistență dintre suprastructură și infrastructură se face prin sudură.

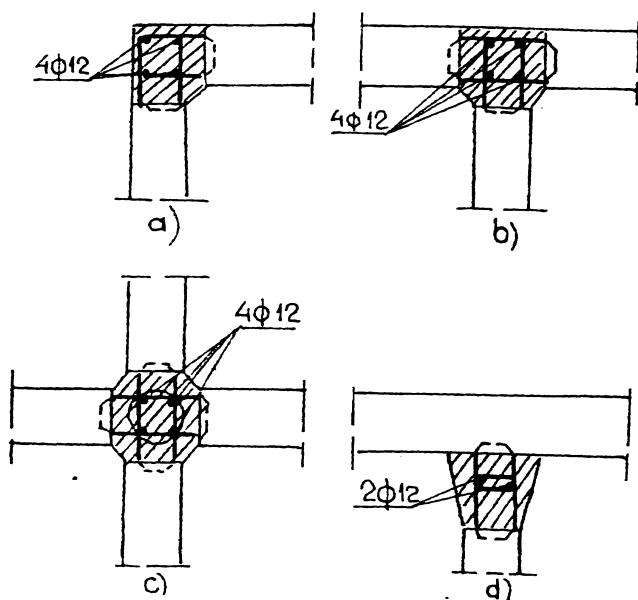


Fig.1.28. Îmbinarea panourilor de elevație: a-îmbinarea a două panouri; b-îmbinarea a trei panouri; c-îmbinarea a patru panouri; d-îmbinare neportantă.

Pentru a putea fi manipulate, elementele prefabricate pentru tălpi și elevații sînt prevăzute cu agrafe obișnuite. Elementele de talpă L, T și X (forme noi) sînt prevăzute cu ziduri evazate (trunchi de piramidă cu baza mare în jos) la intersecția axelor construcției.

Stîlpișorii prevăzuți la această intersecție sînt arăși cu bare continue pe toată înălțimea infrastructurii, fapt ce

simplifică execuția și mărește rigiditatea infrastructurii.

1.2.6.3. Proiectarea elementelor prefabricate ale infrastructurii.

Instrucțiunile tehnice pentru proiectarea și execuția clădirilor de locuit cu structura de rezistență din panouri mari, indicativ P 101-78 prevăd ca infrastructura clădirilor de locuit din panouri mari să se realizeze cu subsol general. Pereții subsolului pot fi realizați din beton monolit sau din panouri prefabricate, iar înălțimea lor să fie aceeași pe toată suprafața clădirii. În cazul cînd acești pereți sînt din panouri mari acestea să fie asamblate cu monolitizări corespunzătoare pentru a fi asigurată rigiditatea în ansamblu a infrastructurii.

În continuare sînt prezentate considerațiile teoretice care

au stat la baza proiectării infrastructurii total prefabricate cu referiri în special la varianta cu elevații plane care s-a aplicat în execuție [54, 68].

Pentru calculul infrastructurii în variantă total prefabricată s-au considerat următoarele încărcări :

- sarcina verticală provenită din greutatea clădirii și încărcările utile ;
- sarcini orizontale din vânt ;
- sarcini orizontale din seism ;
- deformarea clădirii prin cedarea reazemelor ;
- influența încărcării neuniforme a sarcinilor verticale pe fundațiile diafragmelor ;
- împingerea pământului pe panourile exterioare.

În panourile pentru elevații au fost făcute următoarele verificări :

- capacitatea portantă la acțiunea forței tăietoare (aparitia unei fisuri înclinate sub acțiunea eforturilor principale de întindere) ;
- rezistența la eforturile de compresiune ;
- rezistența la eforturile de întindere.

Verificarea îmbinărilor verticale a constat din :

- a) verificarea la lunecare (forfecare) cu relația : lunecare totală [116] lunecare capabilă ;
- b) verificarea armăturilor întinse din îmbinarea verticală s-a făcut ținând seama de volumul total de întinderi și de armătura verticală de continuitate prevăzută în panourile de la suprastructură.

Verificarea îmbinărilor orizontale dintre talpă și elevație s-a făcut pe întreaga secțiune orizontală a acestora.

Panourile pentru elevații (fig.1.29) au grosime constantă de 18-20 cm.

Fața superioară a panourilor cuprinde mustățile din centura proiectului tip, barele de continuitate cu suprastructura și amprente pentru monolitizare. Partea inferioară este dreaptă, pentru gradul seismic 6 și 7 MKS și cu dinți pentru gradul seismic 8 MKS.

Lunecările care apar în timpul unui cutremur la contactul

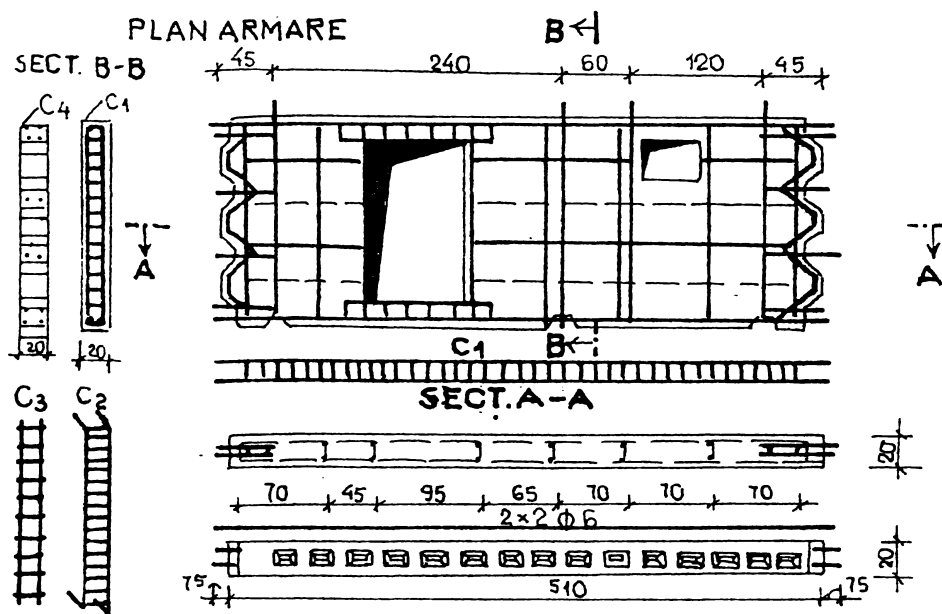


Fig.1.29. Armarea panourilor de elevație:
 C_1 - carcasa longitudinală; C_2 - carcasa laterală; C_3 - carcasa intermediară; C_4 - carcasa pentru bordarea golurilor mari.

dintre talpă și elevație pot fi preluate prin frecare de către stâlpișorii din beton de la intersecția axelor și de către dinții din beton. Fețele laterale ale panourilor sînt prevăzute cu dinți pentru preluarea forțelor de forfecare (fig.1.29). Armarea panourilor de elevație (fig.1.29) se realizează cu o carcasă spațială confecționată în atelier, fapt ce permite reducerea consumului de armătură.

În această variantă în municipiul Timișoara au fost executate peste 2000 de apartamente, dovedindu-se corespunzătoare această variantă atât din punct de vedere tehnic cît și economic. Îmbinarea panourilor de elevație și a tălpilor este prezentată în fig.1.30. Armarea elementelor de talpă (L,T,X) are rol constructiv (contractie, manipulare, transport) și s-a făcut cu plase sudate prevăzute la partea superioară și inferioară, iar golurile sînt bordate suplimentar cu bare independente (fig.1.31).

c) Verificarea îmbinărilor verticale s-a făcut în ipoteza apariției unor "biele de compresiune" în betonul de monolitizare

(fig.1.32) conform normativului P 101-78 și cu ajutorul relației lui Pommerate

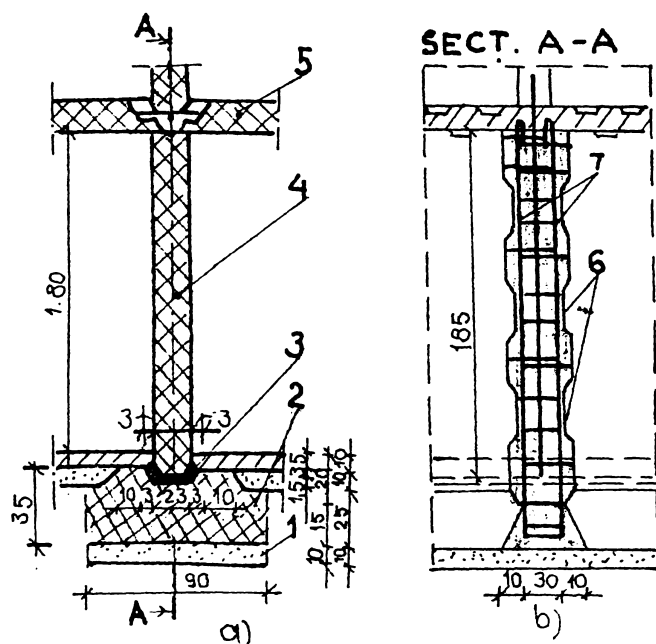


Fig.1.30. Secțiune infrastructură: a-secțiune verticală; b-îmbinarea panourilor; 1-pat din nisip; 2-talpă; 3-subterane; 4-panou elevație; 5-planșeu peste subsol; 6-dinți din beton; 7-carcasă din armătură.

1.2.6.4. Rezultatele unor încărcări experimentale la sc.1:2 (fig.1.32).

Încărcările făcute pe modele de laborator au pus în evidență principalii parametri care influențează modul de compactare și cedare al îmbinărilor la fundațiile continue prefabricate (panouri de elevație și tălpi L,T,X)

După experimentări au rezultat următoarele concluzii:

- sub acțiunea încărcărilor normate și de calcul, modelele

au avut o comportare rigid-elastică sub toate ciclurile de încărcare pînă în jurul valorii $1,4 p^n$ (fig.1.33 și fig.1.34);

- nu au apărut fisuri sub încărcările normate și de calcul, rezultînd o foarte bună concurență între betonul de monolitizare și cel din elemente prefabricate, datorită sistemului de îmbinare ales ;

- apariția primelor fisuri în panourile de elevație și nu în îmbinări, precum și valoarea deschiderii fisurilor în momentul ruperii de 1,4-1,6 mm dovedesc că soluția de prefabricare studiată prezintă o rigiditate mare, îmbinările concepute asigurînd continuitatea necesară ;

- ductilitatea îmbinărilor crește cu procentul de armare transversal. În cazul modelelor studiate, colapsul a apărut la un raport al deplasărilor $\epsilon_{colaps} / \epsilon_f = 3$;

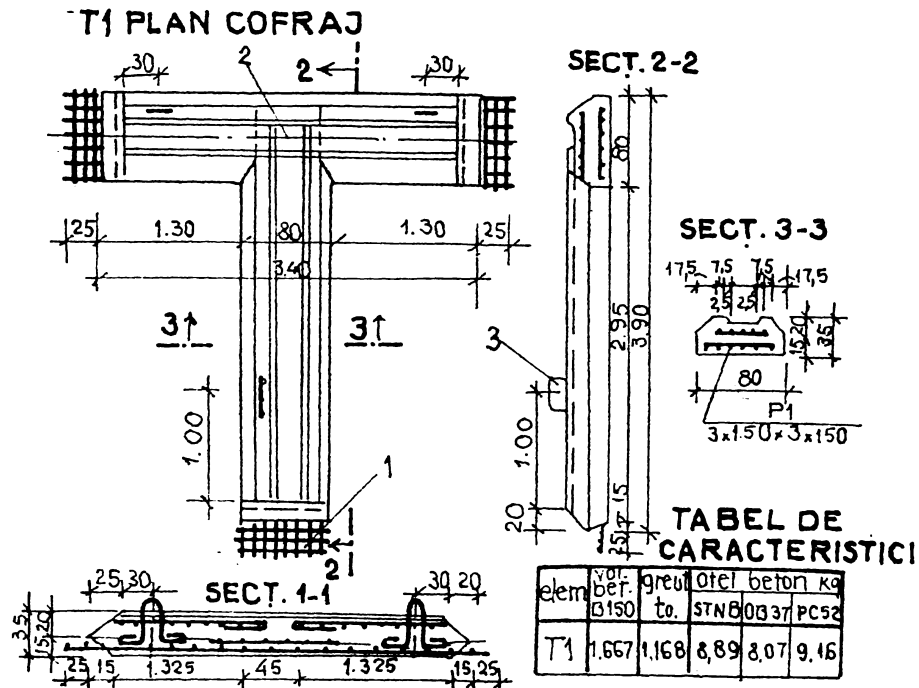


Fig.1.31. Alcătuirea elementelor de talpă; 1-plase sudate; 2-gol evazat; 3-agrafe manipulare.

- rigiditatea infrastructurii, în varianta studiată, satisface condițiile impuse de concepția actuală de proiectare a

fundațiilor pentru blocurile de locuințe cu S+P+4E amplasate în zone seismice de gradul 6,7 și 8 MKS ;

- valoarea capacității portante determinată experimental a rezultat mai mare cu 25-27% decât cea calculată teoretic conform normativului P 101-78.

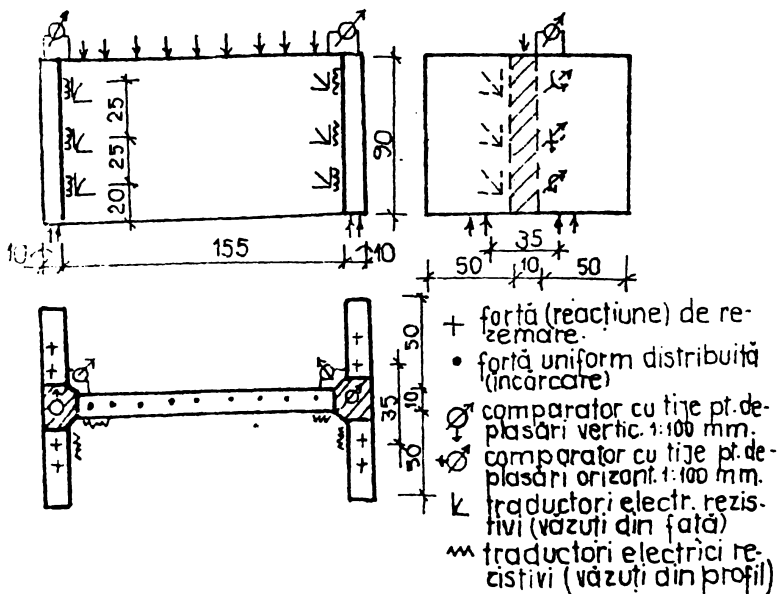


Fig.1.32. Model la scara 1:2. Schema statică și echisarea pentru măsurători.

1.2.6.5. Cîteva referiri la încercări experimentale în mărime naturală.

Intre anii 1979-80 s-au făcut și încercări pentru elementele TE_1 și TE_2 executate la scara 1:1, care sînt solicitate la:

- încovoiere - elementul TE_1 ;
- tăiere în zona monolitizării pentru elevație - elementul TE_2 .

Cele 2 elemente au fost încercate în laboratorul Catedrei de drumuri și fundații din Timișoara.

Elementele încercate au fost alcătuite din tălpi și elevații prefabricate în mărime naturală (fig.1.35).

Panoul de elevație a avut lungimea de 4,90 m și confecționat din beton B 200 - fețele laterale au fost prevăzute cîte 3 alveole de $30 \times 12 \times 3$ cm.

Tălpile prefabricate au avut lățimea de 80 cm și înălțimea de 35 cm și sînt alcătuite din 3 tronsoane. La partea superioară a fost prevăzut un șanț de 20×3 cm în care sînt așezate panourile de elevație pe mortar de poză.

Elementul TE_1 s-a încercat la încovoiere acționîndu-se cu două forțe concentrate ($P/2$), proces ce se vede în fig.1.35. Elementul TE_2 s-a încercat la tăiere în zona de monolitizare a elevațiilor - ceea ce se poate vedea în fig.1.36.

Pentru elementul TE_1 - procesul de rupere a cuprins următoarele faze:

- fisurarea monolitizării tălpii prefabricate ce s-a produs la $P=50$ atm ($P= 24800$ daN) ;

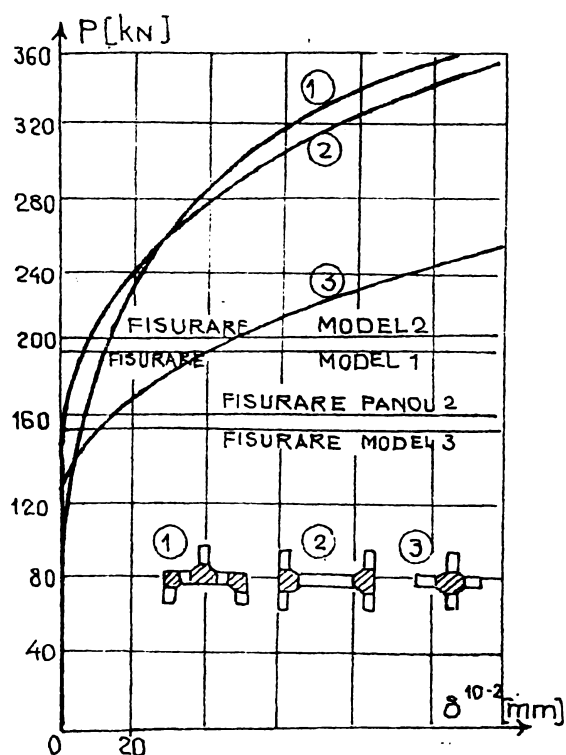


Fig.1.33. Diagramele $P-\delta$ pentru modelele în scara 1:2; 1-model 1:1; 2-model 2; 3-model 3.

- deschiderea progresivă a fisurii și pătrunderea

ei prin elevația prefabricată fără ca să se observe fisuri în monolitizarea dintre elevații ;

- ruperea plasei din monolitizarea tălpilor și apoi a plasei din elevație ;

- apariția aproape de rupere a unor fisuri ;

- zdrobirea betonului din zona comprimată.

Ruperea s-a produs la $P=105 \text{ atm}$ ($P= 52080 \text{ daN}$) forță careia îi corespunde $M_r = 39060 \text{ daNm}$.

Procesul de rupere al elementului TE_2 a cuprins aproape aceleași faze ca

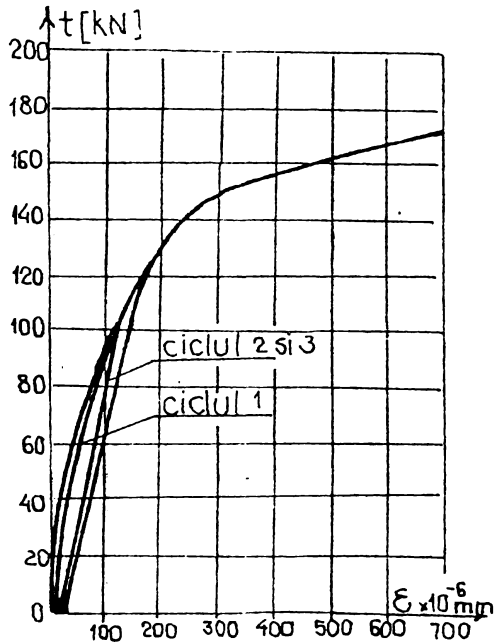


Fig.1.34. Diagrama $t - \epsilon$ pentru modelele în scara 1:2.

și elementul TE_1 și anume:

- apariția unei fisuri în monolitizarea dintre elementele prefabricate ale tălpilor ; fenomenul s-a produs la 100 atm ($P=49600 \text{ daN}$) ;

Valori comparative

Tabel 1.3.

Modelul	Valori teoretice KN		Valori experimentale [KN]	Diferențe %		Obs.
	Conform P.101-78 (A)	Conform rel. Pommerate (B)		A	B	
1	179,7	243,0	240,0	25,12	-1,25	-
2	119,8	162,0	165,0	27,39	-1,80	-
3	119,8	162,0	16,0	25,12	-1,25	-

- deschiderea progresivă a fisurii și pătrunderea ei în elevație ;

- apariția unei fisuri în elementul prefabricat al tălpilor în dreptul stâlpșorului ; fisura nu s-a deschis ;

- ruperea armăturilor plasei din monolitizarea tălpilor și apoi a plasei din elevație ;

- zădărire a betonului din zona comprimată.

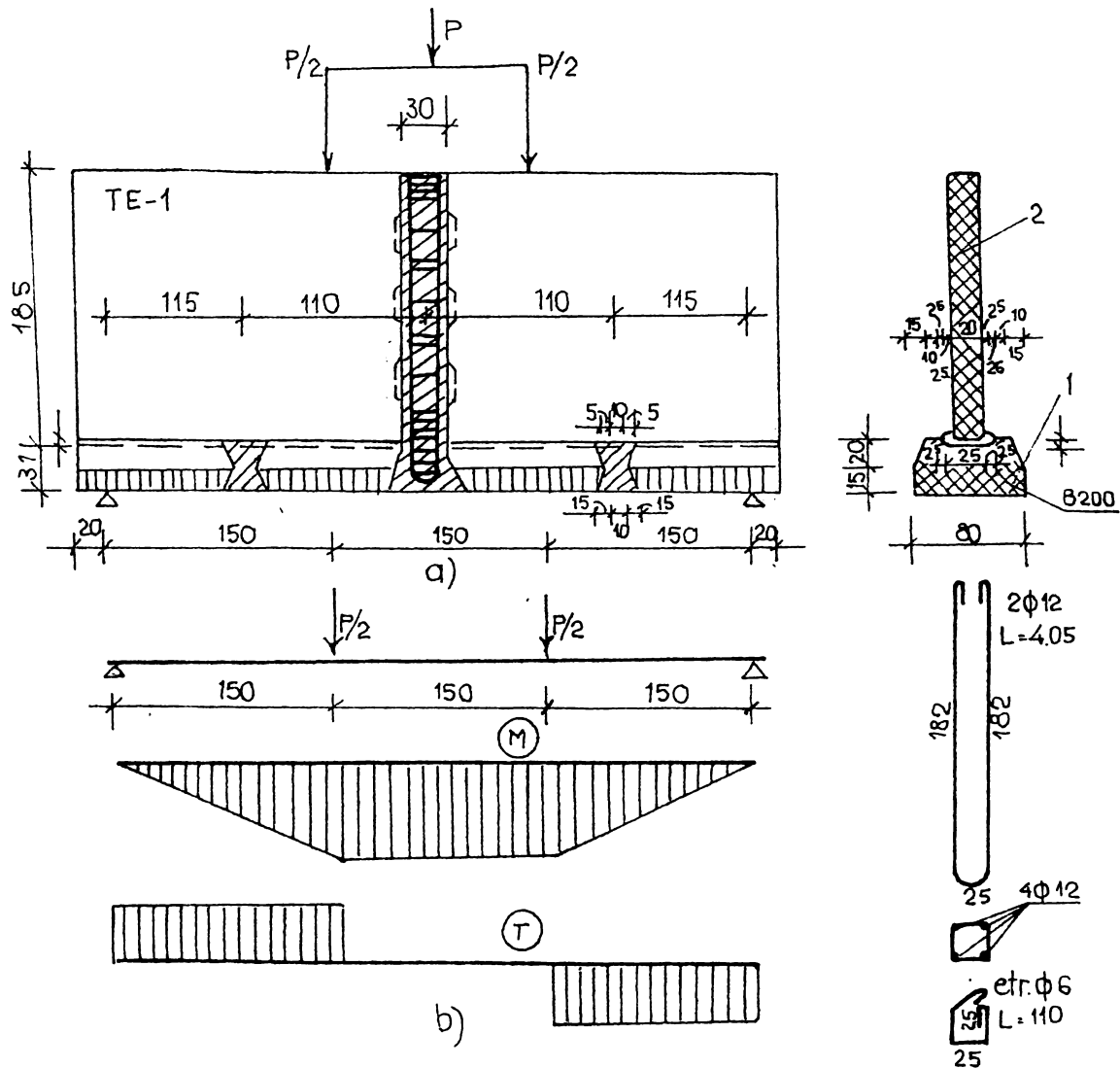


Fig.1.35. Elementul TE₁. Schemă statică: a-alcătuirea elementului; b-schemă statică; 1-talpa; 2-alevația.

Ruperea s-a produs la $P=200 \text{ atm}$ ($P=99200 \text{ daN}$).

Tabel 1.4.

elem.	P fisurare [KN]	P rup [KN]	M exp. rup. [KNm]	M teor. rup. [KNm]	diferențe pentru M [%]
TE 1	318,0	590,8	443,1	200,0	54,8
TE 2	566,0	1062,0	548,0	200,0	63,5

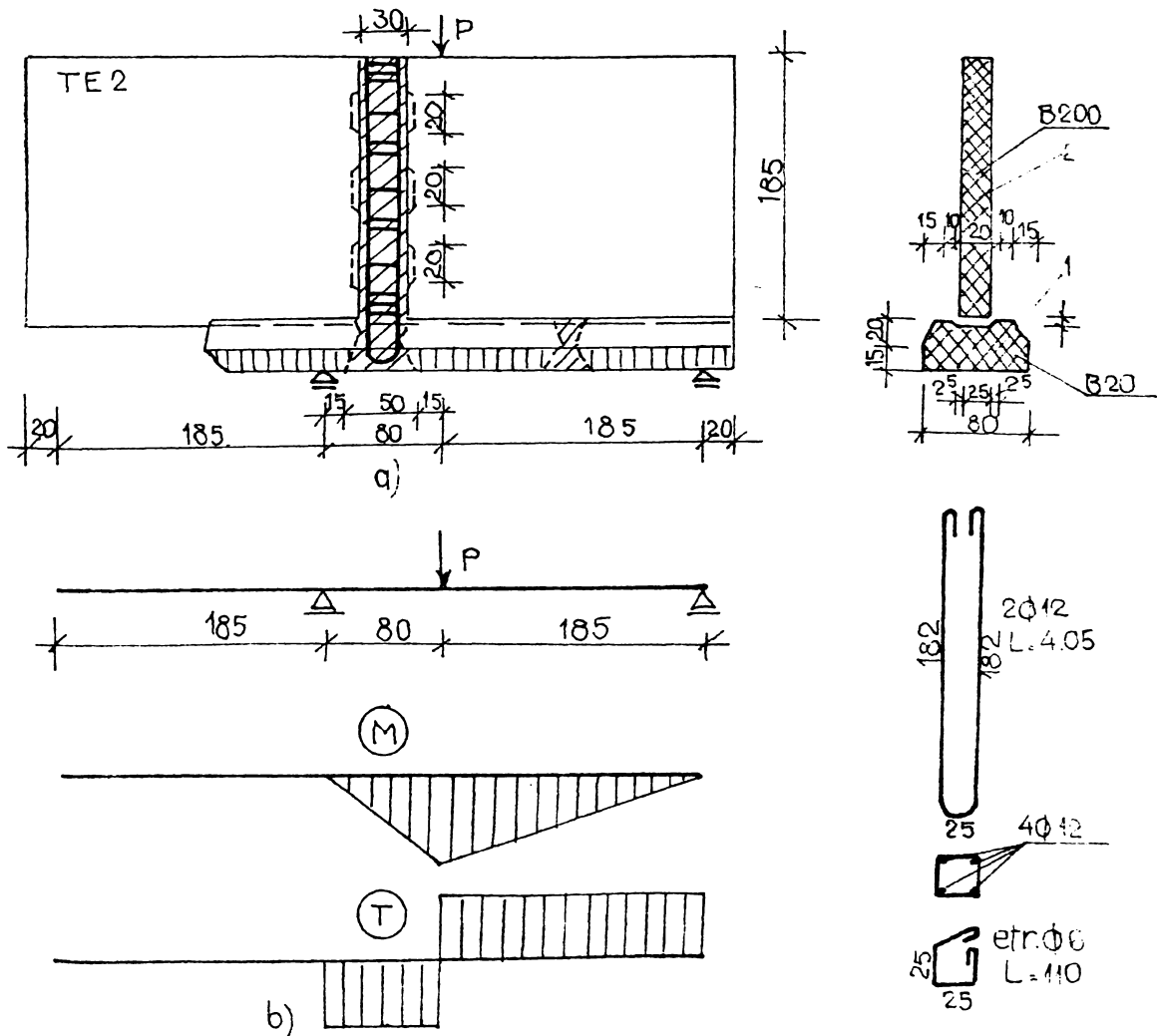


Fig.1.36. Elementul TE₂. Schema statică: a- alcătuirea elementului ; b -schemă statică; 1- talpa; 2- elevația.

CONCLUZII : Atât elementul TE₁ cât și elementul TE₂ s-a rupt la încovoiere nu la forța tăietoare sau lunecare.

Cercetările experimentale efectuate pe modele la scara 1:2 și pe elementele TE₁ și TE₂ la scara 1:1 au pus în evidență faptul că fundațiile clădirilor de locuit în variantă prefabricată formează o infrastructură rigidă capabilă să răspundă la sollicitări - avînd o comportare foarte bună a blocurilor realizate.

1.2.7. Construcție realizată pe fundații continue total prefabricate

Primul bloc cu fundații total prefabricate a fost construit în Timișoara în anul 1979 pe Calea Lipovei nr.108 avînd infrastructura din elemente modulare pentru talpă (L,T,X) și din elevații plane - suprastructura fiind din diafragme din panouri mari de tip fagure.

Zona de construcție a amplasamentului este din argilă prăfoasă cafenie de vîrstă recentă, normal consolidată cu o grosime de peste 20.m, precum și orizonturi nisipoase.

Stratificația este alcătuită din sol vegetal, din argilă cafenie negricioasă - apa subterană apare la 0,8-2,5 m față de nivelul terenului. Principalele caracteristici geotehnice pentru argila prăfoasă determinate pe probe recoltate la adîncimi de 1,5-6,0 m - sînt prezentate în tabelul 1.5 de mai jos.

Caracteristici geotehnice

Tabel 1.5

I_p [%]	w [%]	I_c	γ [KN/m ³]	n [%]	e	S_r	M_{2-3} [daN/cm ³]	ϵ_2 [cm/m]
23.29	22-25	0,75- 0,90	18,8 19,5	40-43	0,66- 0,75	0,80- 0,95	80-95	2,4- 4,3

Etapele parcurse la realizarea infrastructurii:

- executarea unei săpături generale, mecanizat, pînă la cota superioară a tălpilor - și realizarea manuală a săpăturilor pentru montarea tălpilor ;

- așezarea unui strat din nisip bine compactat de 10 cm de-a lungul axelor longitudinale și transversale ;

- montarea elementelor prefabricate pentru tălpi (L,T,X) și monolitizarea lor (fig.1.37) ;

- realizarea îmbinărilor verticale dintre elementele prefabricate ;

- realizarea planșeului peste subsol din panouri mari prefabricate la fel cu cele de la suprastructură.

Elementele pentru talpă (L,T,X) s-au realizat din beton de marcă B 150, monolitizările s-au executat cu beton de marcă B 250.

Panourile pentru elevații au fost alcătuite dintr-un ștrăț de

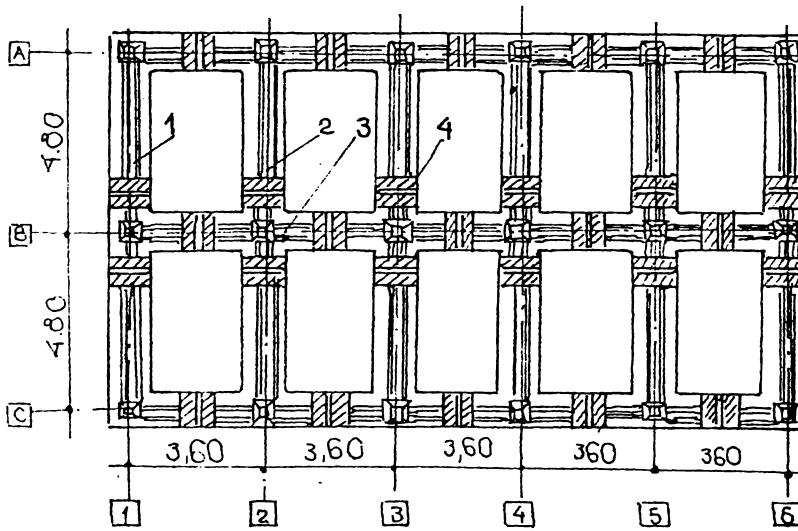


Fig.1.37. Planul de montaj al elementelor prefabricate pentru tălpi: 1-element L; 2-element T; 3-element X; 4-îmbinare.

20 cm beton B 200.

Marginile laterale și partea superioară au fost prevăzute cu alveole pentru preluarea eforturilor tangențiale din îmbinări. Conform planului din fig.

1.38 construcția a fost echipată cu reperi înglobați în panourile de elevație.

În urma citirii pe reperi s-au făcut diagrame de tasări care

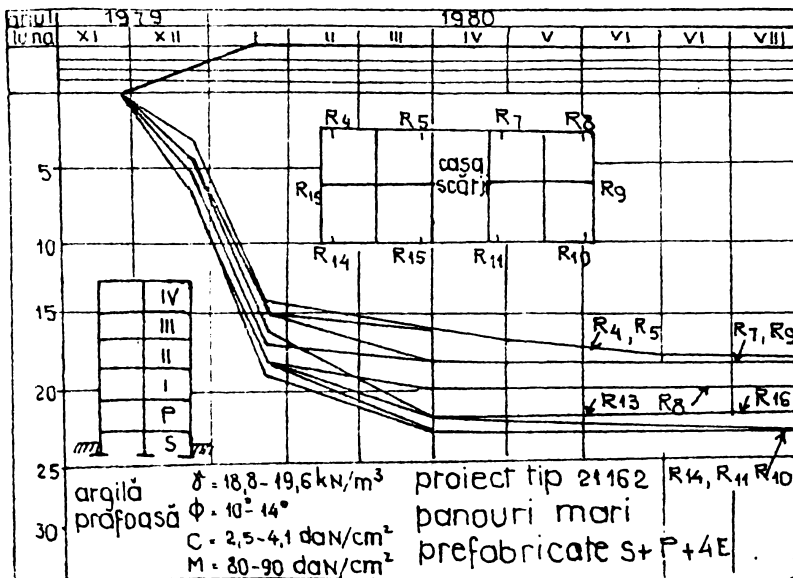


Fig.1.38. Evoluția tasării reperilor montați pe elevații.

re au avut o evoluție uniformă. Comparativ cu soluția monolită, gradul de industrializare prin prefabricare a infrastructurii a ajuns la 92%.

Caracteristicile tehnico-economice obținute sînt prezentate în tabelul 1.6.

Tabelul 1.6.

Nr. crt.	Indicatori	U.M.	Varianta monolită	Varianta prefabricată	Diferențe [%]
1	oțel beton	Kg/m ²	2,82	3,86	+36,8
2	ciment	Kg/m ²	29,60	30,1	+ 1,7
3	lemn	m ³ /100 m ²	0,062	0,007	-88,57
4	manoperă	ore/m ²	146,0	124,0	-17,74
5	durata de execuție	zile	21,0	8,0	-71,9
6	cost	lei/ap.	1760,0	1810,0	+ 2,85

CONCLUZII. În afară de aspectele menționate noua soluție a mai permis o organizare mai bună de șantier, o creștere a indicelui de utilizare a mijloacelor de transport și ridicat, creșterea calității siguranței construcțiilor etc.

Execuția și comportarea în timp (8 ani) a primului bloc realizat astfel în R.S.România (cu fundații total prefabricate) a confirmat rezultatele cercetărilor experimentale, precum și avantajele noii soluții. Generalizarea ei va contribui în mod substanțial la reducerea decalajului tehnologic cu implicații la prețul de cost, la calitatea lucrărilor etc.

Prefabricarea fundațiilor continue pentru clădiri de locuit prezintă o serie de avantaje care decurg din procesul general de industrializare care a fost prezentat la început de capitol, având drept urmare promovarea noii soluții într-un timp scurt (1980-1985) într-o serie de localități: în Timișoara s-au realizat 500 apartamente cu fundații total prefabricate și peste 20.000 apartamente cu elevații prefabricate și tălpi monolite, în municipiul Arad 2000 apartamente, Reșița 2000 apartamente, 900 la Drobeta Turnu-Severin și peste 800 apartamente construite în municipiul Zalău, etc.

Fundațiile acestor clădiri de locuit cu suprastructură din panouri mari s-au folosit atât pe terenuri normale (rezistente)

cît și pe terenuri slabe după ce au fost îmbunătățite - fapt ce îl vom descrie în alt capitol al lucrării.

1.3. FUNDATII CU ELEVATII PREFABRICATE REZEMATE DISCONTINUU IN GROPI STANTATE

Execuția fundațiilor în gropi ștanțate capătă o răspîndire din ce în ce mai mare deoarece noul procedeu are o mare productivitate.[68,73,74].

Realizarea fundațiilor prin tehnica vibrării a dat răspuns la unele probleme care prin alte tehnologii sînt nerezolvabile. Utilizarea vibrațiilor și a vibroșocurilor își găsesc o largă aplicabilitate la înfigerea și extragerea diferitelor elemente (tuburi, piloți, coloane, palplânse)[69,77,78], compactarea terasamentelor cu ajutorul coloanelor din balast prin vibroîntepare, îmbunătățirea pămînturilor cu ploturi din balast vibroștanțate și în ultima vreme la ștanțarea gropilor de fundații

Tehnologiile de ștanțare se aplică cu succes în URSS,[42,45] Franța [68], și într-un grad destul de ridicat și în România [65,67,74,81].

Ștanțarea ca tehnologie este o metodă modernă, eficientă, economică și foarte nouă pe plan mondial.

Sînt cunoscute două procedee de ștanțare :

- a) ștanțare prin batere ;
- b) ștanțare prin vibropresare (vibroștanțare).

Metoda de ștanțare (batere sau vibroștanțare) constă în faptul că gropile pentru fundații nu se sapă ci se obțin prin introducerea în pămînt a unui echipament care duce la îndesarea pămîntului în adîncime și lateral (sub acțiunea șocurilor sau vibrațiilor). În groapa aceasta se toarnă beton sau se introduce fundația prefabricată.

Ștanțarea gropii se execută cu un mai care cade de la înălțimea de 4-8 m pe o bară de ghidaj[73,86], iar în cazul vibroștanțării maiul este prins rigid la instalația de vibropresare -percu-

ție și sub acțiunea vibrațiilor sau vibroșocurilor pătrunde în

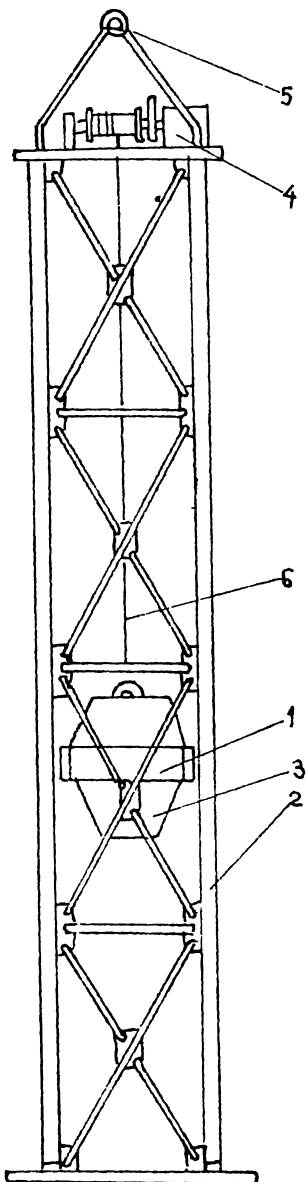


Fig.1.39. Instalație de ștanțare prin batere: 1-dispozitiv de prindere și ridicare a maiului; 2-turn de ghidare; 3- mai de ghidaj; 4-ansamblu de acționare; 5-dispozitiv de prindere a instalației la cârligul macaralei; 6-cablul de ridicare a maiului (ștanței).

teren realizînd groapa fundației [68, 82]. Maiul are forma fundației și o masă de 1,5-7 t.

Capacitatea portantă deosebită a unei fundații ștanțate se datorează zonei din pămînt care se obține în urma procesului de ștanțare.

Pentru a mări efectul de îndesare al pămîntului atît la ștanțare prin batere cît și la vibroștanțare forma echipamentului (maiului) este tronconică sau trunchi de piramidă cu baza mare sus. Pentru creșterea capacității portante la încărcări verticale, orizontale și momente, s-a procedat la mărirea zonei de compactare a gropii, prin realizarea la partea inferioară a fundațiilor a unui bulb din materiale cu rezistențe mecanice superioare (piatră spartă, balast etc).

Schema de principiu a instalației de ștanțare este arătată în fig.1.39. și principiul de funcționare este următorul:

Înainte de a începe execuția de ștanțare a gropilor pentru fundație este necesar a se face anumite lucrări premergătoare - care sînt valabile atît la un teren de fundare rezistent cît și în cazul unui teren de fun-

dare slab cu îmbunătățire locală ca de exemplu:

- eliberarea amplasamentului de clădiri, copaci, linii electrice, conducte sau alte obstacole ;

- executarea săpăturii generale, pînă la cota prevăzută în proiect ;
- nivelarea platformei de lucru ;
- trasarea axelor fundațiilor ;
- pichetarea conturului fundațiilor și marcarea centrelor colțurilor ;
- asigurarea cu energie electrică și cablu de legătură în cazul folosirii utilajelor vibratoare (fig.1.40).

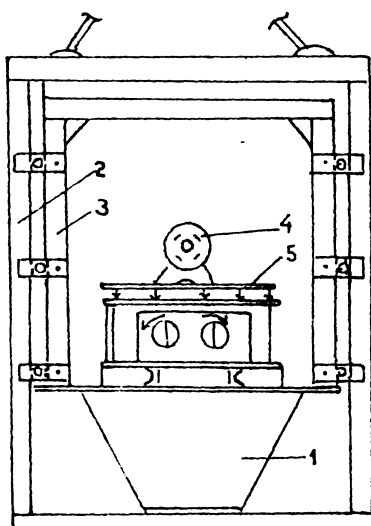


Fig.1.40. Instalația de vibroștanțare: 1-ștanț (mai) metalică; 2-cadru suport; 3-cadru de ghidare; 4-motor electric; 5-vibrogenerator.

suprastructura este alcătuită din panouri mari prefabricate cu pereți portanți transversali și longitudinali și planșee prefabricate rezemate pe contur.

Amplasamentul blocului se află într-o zonă cu intensitate seismică de gradul 7 MKS din municipiul Timișoara. Din proiectul tip T 770/81 sect. PB2 - fig.1.41 - sînt prezentate dimensiunile în plan ale construcției, precum și încărcările care transmit la nivelul fundației (cota -2,00 m).

Stratificația terenului pe amplasamentul blocului menționat este prezentată în fig.1.42 cotele fiind raportate față de cota + 0,00 a construcției.

Catedra de drumuri și fundații a Institutului Politehnic "Traian Vuia" din Timișoara în colaborare cu ICCPEC Filiala Timișoara și cu T.A.G.C.M. Timiș în anul 1985 acționînd pe linia industrializării lucrărilor de fundații a realizat primul bloc de locuințe cu S+P+4E din România cu fundații discontinue prefabricate montate în gropi ștanțate.

1.3.1. Caracteristici de bază ale construcției

Construcția care s-a realizat are un subsol tehnic general, iar

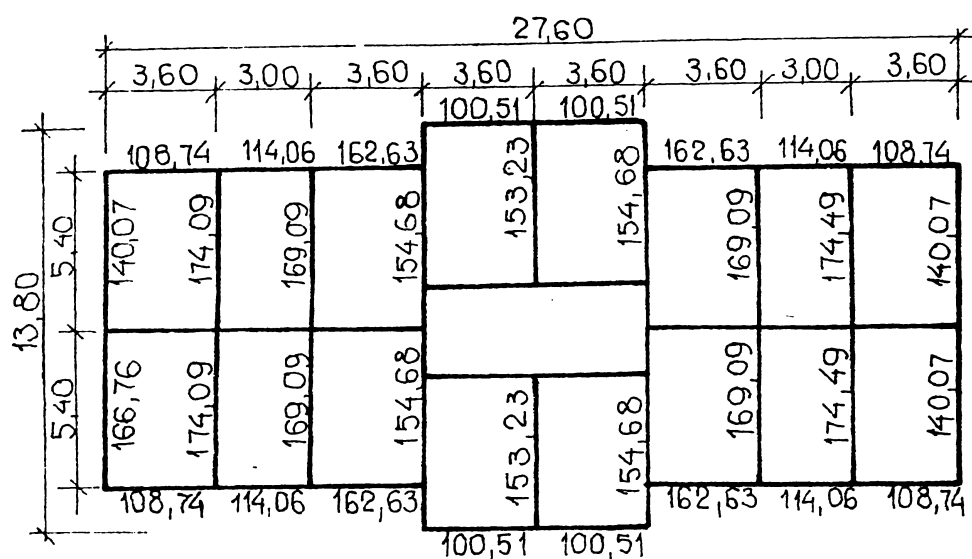


Fig.1.41. Structura clădirii și încărcările la cota -2,00 m în kN/ml.

Pentru stratul portant din argilă prăfoasă au fost stabilite caracteristicile geotehnice prezentate în tabelul 1.7.

Tabel 1.7.

Denumire strat	γ [kN/cm ³]	γ_d [kN/cm ³]	w [daN/cm ²]	E [daN/cm ²]	ϕ [°]	c [daN/cm ²]	P_{conv} [daN/cm ²]
argilă prăfoasă	18,5	16,85	15,4	125	14	0,2	2,4

1.3.2. Soluția de fundare realizată

În faza inițială proiectul prevăzuse realizarea blocului de fundații continue cu tălpi monolite și elevații prefabricate fig. 1.43. Această soluție este folosită pe scară largă la Timișoara la clădirile cu S+P+4E cu diafragme dese.

Soluția de fundare care a fost prezentată în fig.1.43. a fost înlocuită cu soluția de fundare pe tălpi discontinue prefabricate montate în gropi ștanțate de formă celei prezentate în fig.1.44.

În afară de avantajele de ordin tehnico-economic prin

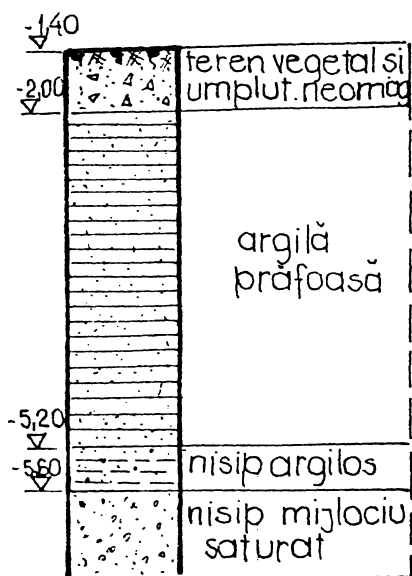


Fig. 1.42. Stratificația terenului din amplasamentul construcției.

utilizarea tehnologiei de ștanțare are loc o îmbunătățire a caracteristicilor fizico-mecanice din zona gropii ștanțate, iar acest factor este important pentru siguranța în exploatarea a construcției.

Noua soluție de fundare cu fundație discontinuă cu elemente prefabricate montate în gropi ștanțate este prezentată în fig. 1.44.

Elementele prefabricate folosite la realizarea tălpii discontinue au forma

unui trunchi de piramidă cu dimensiunile bazei mari de 80x80 cm, bază mică de 40x40 cm și înălțimea de 50 cm. Elementele sînt rea-

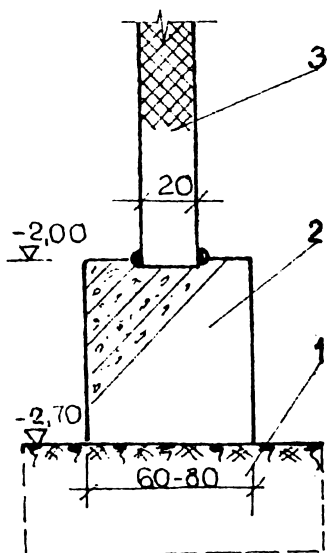


Fig. 1.43. Soluția de fundare inițială: 1-săpătură generală; 2-talpă monlită din beton; 3-elevație prefabricată.

lizate din beton simplu, marca B 150, montarea lor făcîndu-se cu baza mică în jos în gropi realizate prin ștanțare cu un mai de forma prefabricatului și dimensiuni mai mari decît ale acestuia.

La partea superioară, elementele prefabricate sînt prevăzute cu amprentă pentru pozarea și monolitizarea panourilor de elevație (fig. 1.44).

Sub elevațiile cu goluri de acces au fost prevăzute elemente de fundații de lungimi mai mari (1,60-1,80). Elementele de fundare de la intersecțiile de axe au înglobate mustăți pentru execuția sîmburilor de monolitizare a panourilor de subsol.

Pentru fundațiile blocului menționat a rezultat un număr de 91 de elemente prefabricate, dispuse la distanțe interax de 1,80 m pe direcția longitudinală și de 1,35 m pe direcție transversală.

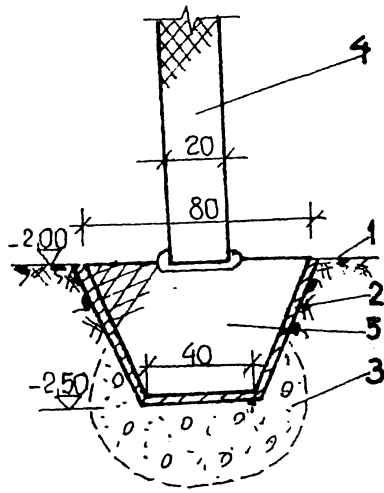


Fig.1.44. Soluția de fundare realizată; 1-săpătură generală; 2-element prefabricat din B 150; 3-bulb din balast; 4-elevație prefabricată; 5-beton pentru contact B150.

Volumul de beton înglobat în elementele prefabricate a fost de $34,2 \text{ m}^3$, față de $92,5 \text{ m}^3$ în varianta cu talpă monolită.

Elevațiile au fost realizate din panouri prefabricate din beton armat marca B 250. Rezemarea panourilor de elevație s-a făcut direct pe elementele de fundații, prin intermediul unui mortar de poză.

Imbinările panourilor de elevații s-au realizat prin monolitizări sub formă de sîmburi (stîlpișori) din B 300 după ce au fost montate armăturile longitudinale și sudate mustățile orizontale din panourile prefabricate.

1.3.3. Incercări experimentale

Datorită noutății soluției de fundare pentru a putea impune avantajele au fost efectuate încercări de capacitate portantă pe elemente de fundații realizate conform soluției și tehnologiei de fundare din amplasamentul blocului. Incercările au fost efectuate pe un poligon experimental. Rezultatele obținute sînt prezentate în fig.1.45.

În concluzie, elevațiile prefabricate pe fundații discontinue în gropi ștanțate s-au dovedit posibile, oferind și o serie de avantaje tehnico-economice.

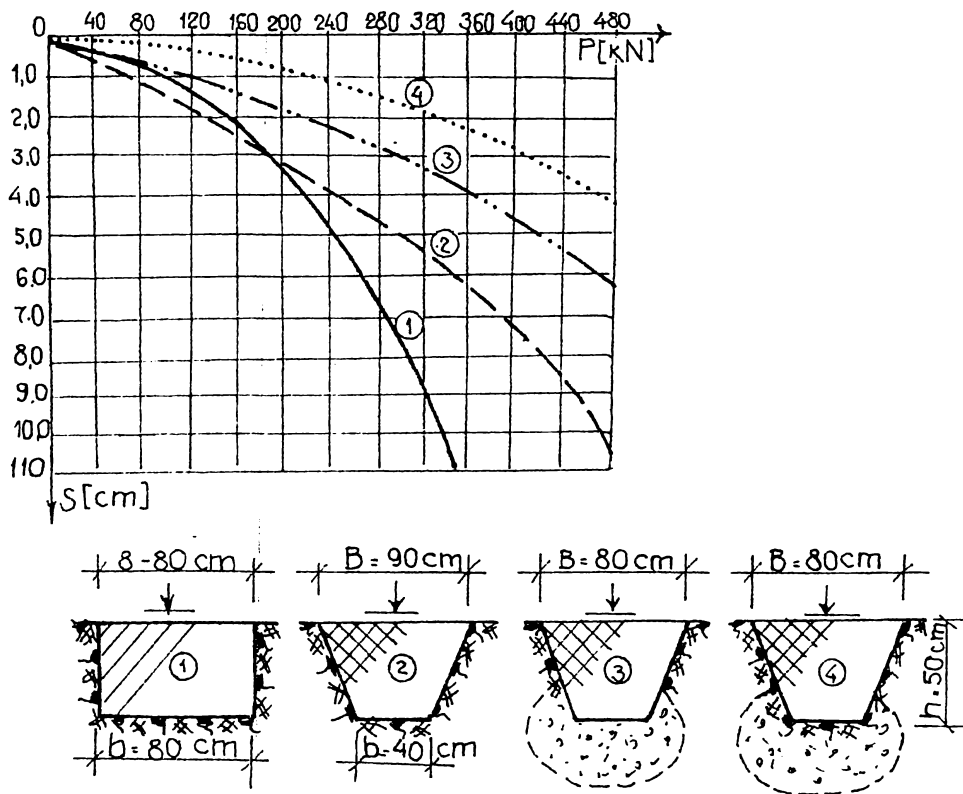


Fig.1.45. Incercări de capacitate portantă: 1-element monolit în groapă săpată; 2-element prefabricat în groapă ștanțată fără bulb; 3- element prefabricat în groapă ștanțată cu bulb; 4- element prefabricat montat cu beton de continuitate în groapă ștanțată cu bulb.

1.4. CITEVA CONCLUZII PENTRU AUTOR IN VEDEREA DEZVOLTARII TEZEI DE DOCTORAT

1.4.1. Necesitatea tipizării și industrializării lucrărilor de fundații sub pereti.

Industrializarea în construcții, reprezintă un fenomen de evoluție normală a producției materiale, transformarea meșteșugului în proces de producție industrială care s-a produs în toate ramurile și sectoarele economiei.

Ea s-a impus cu întârziere în ramura construcțiilor, deoarece a întâmpinat dificultăți mari, determinate de caracterul complet de edificare în acest domeniu.

În primul rând la realizarea construcțiilor participă un colectiv multidisciplinar de ingineri, arhitecți, instalatori,

tehnologi, constructori etc.

De asemenea se pune problema unui mare număr de furnizori de materiale, utilaje multe și variate pentru transport, montaj, finisaj.

Necesitatea și importanța industrializării construcțiilor au fost subliniate în R.S.ROMANIA de nenumărate ori în toate documentele de directivare, proiectare și executare a construcțiilor [105, 109].

Volumul lucrărilor de construcții crește într-un ritm care nu poate asigura și necesitatea creșterii numărului mare de cadre necesare.

Franța este țara cea mai avansată în ceea ce privește industrializarea în construcții, iar la acest pas a ajuns datorită marilor distrugerii din timpul războiului și a imenselor cerințe de clădiri industriale, social culturale și de locuințe.

În URSS, se poate spune că există o bază remarcabilă privind industrializarea executării construcțiilor ca urmare a :

- dezvoltării acțiunii de tipizare a construcțiilor și a elementelor de construcții ;
- dezvoltarea producției de betoane de mărci ridicate ;
- posibilităților de transport și de montaj ;
- introducerii precomprimării ;
- dezvoltării activității de cercetare și a metodelor de calcul.

Așa după cum se știe fundațiile prefabricate se folosesc în prezent pe scară largă, deoarece ele satisfac o mare parte din avantajele ce decurg din industrializarea construcțiilor.

În cazul prefabricării fundațiilor se disting două feluri de cerințe : principale și suplimentare .

Cerințele principale - se referă la asigurarea rezistenței stabilității și durabilității fundațiilor cerințe care sînt valabile pentru oricare mod de executare sau soluție folosită.

Cerințe suplimentare - sînt cele care determină gradul de industrializare al construcțiilor și se referă la :

- soluții constructive care trebuie să cuprîndă unificarea și tipizarea fundațiilor ;

- confecționarea elementelor prefabricate în flux continuu sau pe standuri (găsirea unor tehnologii simple de realizare) ;
- o metodă ușoară de transport și montaj ;
- cerințe economice, reducerea consumului de manoperă pe șantier, de materiale și energie, precum și scurtarea perioadei de execuție și reducerea prețului de cost.

Fundațiile prefabricate beneficiază de o serie de factori prin care se prezintă superioritatea față de fundațiile monolite dintre care se menționează :

- nivelul înalt de confecționare pe cale industrială a fundațiilor prefabricate tipizate, care permit folosirea aceluiași tipare metalice timp de mai mulți ani ;

- reducerea timpului de execuție prin creșterea gradului de prefabricare la nivelul cotei zero (80-95% din volumul de muncă se transferă în fabrici) ;

- permite îmbunătățirea indicilor de utilizare a macaralelor de capacitate mijlocie care au posibilități largi de deplasare în condiții de șantier ;

- reducerea consumului de material lemnos cu cca 80-90% ;

- reducerea consumului de ciment și a numărului de agregate datorită unei repartiții raționale a betonului în elementele prefabricate ;

- realizarea elementelor de calitate superioară și exercitarea unui control permanent asupra acestor elemente ;

- se asigură o activitate continuă în tot timpul anului în executarea lucrărilor de construcții ;

- crește productivitatea muncii prin mecanizarea procesului tehnologic atât în unitățile industriale cât și a operațiilor de montaj pe șantier.

Deci se poate afirma că industrializarea fundațiilor prin prefabricate permite reducerea termenilor de execuție precum și a prețului de cost, aspect ce apare astăzi la suprastructurile prefabricate.

Cea mai importantă cerință care impune prefabricarea fundațiilor pe scară largă o reprezintă tipizarea lor. Unificarea fundațiilor și universalitatea constituie baza tipizării și industrializării fundațiilor, aspecte ce permit reducerea considerentă a numărului de tipodimensiuni de elemente din beton armat

pentru fundațiile clădirilor. Rezolvarea acestui aspect duce la apariția posibilității de a se fabrica elementele diferitelor fundații independente de obiectul construcțiilor în cantitate mare, fapt ce va permite utilizarea elementelor principale ale fundațiilor pentru încărcări pe terenuri de fundare diferite.

Este indicat ca alături de mărimea dimensiunilor elementelor de fundații rezultate în funcție de capacitatea de ridicare a sarcărilor de eficiența lucrărilor de montaj și de posibilitățile de transport a elementelor prefabricate și să poată fi ușor de manipulat.

1.4.2. Conceperea unei infrastructuri care să permită tipizarea și un grad ridicat de industrializare

Autorul (pe baza materialelor studiate), pe baza scurtei sinteze documentare, prezentată anterior ajunge la concluzii că există preocupări multiple și cu rezultate bune pe linia prefabricării fundațiilor, a ștanțării gropilor de fundații, că există unele încercări de realizare a fundațiilor sub pereți și diafragme așezate pe tălpi (reazeme) discontinue, pentru care deși există unele realizări nu există prescripții de calcul, proiecte și execuții, ci s-au făcut numai unele încercări în acest sens, dar că acestea deși puține sînt promițătoare, prezentînd unele avantaje tehnico-economice.

Pornindu-se de la aceste considerente, autorul își propune să adune și să prelucreze unele studii existente (dispersate) să le pună oarecum la un loc. (după o analiză [72,83,90] a acestora) și să le folosească după întregirea acestora cu unele contribuții, la elaborarea unei noi infrastructuri care să permită atât tipizarea cât și un grad ridicat de industrializare, prezentînd pentru soluția ce-o concepe atât modul de calcul, proiectare și execuție, cât și unele aspecte tehnico economice, elemente ce ar urma să permită cunoașterea mai îndeaproape a soluției, inclusiv în Siria precum și posibilitățile și modul de realizare, studiul urmînd a fi finalizat printr-un îndrumător de proiecte și execuție.

Autorul încearcă să stabilească un model de talpă prefabricată realizat în gropi ștanțate care să prezinte avantaje, față de

existent, să-l studieze din cât mai multe puncte de vedere, precum și o elevație prefabricată, de grosime mai redusă (dar de aceeași capacitate portantă) , să folosească avantajele ștanțării gropilor de fundații.

În cele ce urmează, pornindu-se de la existent (în sensul celor arătate) se vor prezenta studiile întreprinse de autor , și concluziile la care se ajunge, astfel ca cercetările sale să poată fi utile la fundarea clădirilor de locuit, îndeosebi a celor din panouri mari prefabricate, propunând infrastructura prefabricată rezemată discontinuu pe elemente de talpă trunchi de piramidă cu placă antirefulantă.

2. STUDII PRIVIND CONCEPEREA UNEI NOI SOLUTII DE FUNDARE " INFRASTRUCTURA PREFABRICATA REZEMATA DISCONTINUU PE ELEMENTE DE TALPA TRUNCHI DE PIRAMIDA CU PLACA ANTIREFULANTA"

Pe baza sintezei documentare făcută (o parte fiind prezentată în cap.1) s-a considerat utilă a se prelua pentru analiză 4 soluții de fundare aplicate în R.S.România pentru proiectul tip T-770-secțiunea Pb₂. S-a ales acest proiect, deoarece există o multitudine de date tehnico-economice, precum și o largă experiență acumulată atât de unitățile de construcții și proiectare cât și de colectivul de fundații de la Facultatea de Construcții din Timișoara, adică au fost la îndemâna doctorandului o serie de date necesare unei asemenea analize.

Astfel am propus să încerc să evidențiez atât avantajele cât și dezavantajele la patru soluții de fundare ce le voi analiza (pentru proiectul T -770) și anume, "tălpi și elevații monolite", "tălpi monolite și elevații prefabricate", "elevații și tălpi prefabricate" și "elevații prefabricate pe elemente de talpă discontinuă", respectiv să încerc să elaborez o nouă soluție de fundare pentru același proiect, soluție care să îmbine dintre avantajele ce vor rezulta din analiza ce se prezintă.

De menționat că pentru toate variantele dimensionarea tălpii fundațiilor s-a făcut pentru intensitate seismică de grad 7 și pentru un teren cu o capacitate portantă dată ($P_c = 2,0 \text{ daN/cm}^2$).

2.1. ANALIZA TEHNICO-ECONOMICA VARIANTA I "ELEVATII SI TĂLPI MONOLITE"

Infrastructura "Elevații și tălpi monolite" ca sistem de fundare pentru proiectul tip 770-81 secțiunea Pb₂, este proiectată de Institutul de Proiectări pentru construcții tip - I.P.C.P. - București. [119,120]

Infrastructura este alcătuită din tălpi continue realizate din beton simplu 3.75, peste care se reazemă pereții de subsol

turnați monolit din B 150, respectiv peste aceștia planșee prefabricate realizate din beton B 250, iar la nivelul planșeelor de peste subsol sînt prevăzute centuri orizontale din beton armat marca B 300.

În figura 2.1. se prezintă o secțiune transversală printr-un perete de subsol, din care rezultă cele prezentate anterior.

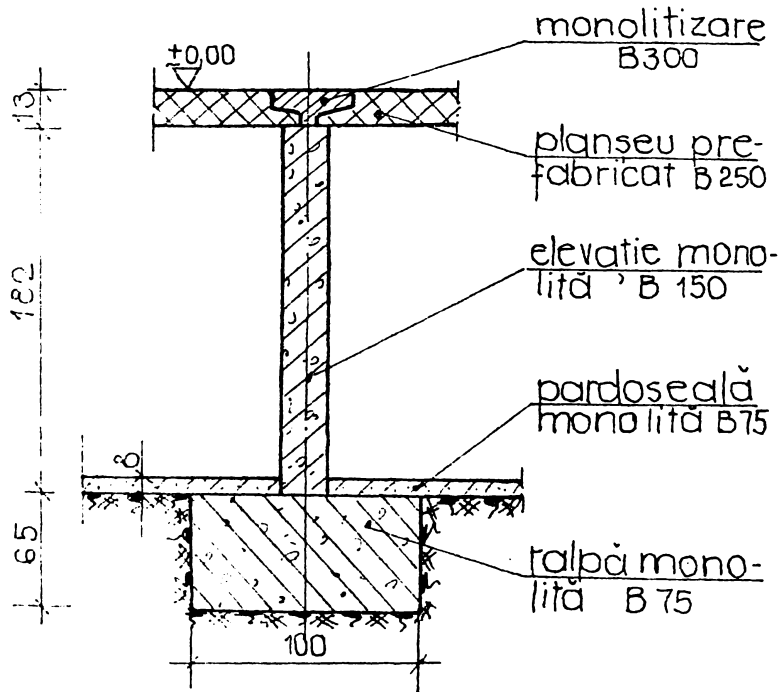


Fig.2.1. Infrastructură cu fundații și elevații monolite. [119]

Soluția prezentată și aprobată încă din anul 1981, a cunoscut o largă răspîndire în R.S. România ea putînd fi aplicată (prin adaptări corespunzătoare) practic în toate categoriile de terenuri, respectiv și în zone seismice.

Conform celor prezentate în anexa 2, proiectul T-770 secțiunea Pb₂ se referă la blocul de

locuințe cu S+P+4E avînd un număr de 20 de apartamente precum și subsol tehnic.

În planșa I-1 se prezintă planul fundațiilor iar detaliile acestora se prezintă în planșele I-2 și I-3, de unde rezultă toate elementele necesare realizării.

În planșa I-4 se prezintă armarea elevațiilor monolit, a căror grosime este de 20 cm, avînd prevăzute goluri pentru trecerea conductelor de instalații, cît și de circulație între compartimentele de la subsol, iar în planșa I-5 se prezintă detaliile de armare a acestora.

Documentația infrastructurii se completează cu planul centurilor (inclusiv armarea acestora) prevăzute în planșele I-6 și I-7.

Tehnologia de realizare a infrastructurii constă din următoarele faze succesive :

- excavarea generală pînă la cota subsolului ;
- săparea manuală a spațiilor pentru tălpile de fundare ;
- turnarea fundațiilor continue (tălpile) conform planșei I-1 ;
- turnarea elevațiilor, prevăzute a se turna în cofraje metalice, realizare ce se face succesiv astfel încît să se elimine efectele concentrării eforturilor din construcție, avîndu-se în vedere că rosturile verticale de turnare a betonului să fie acoperite și distribuite cît mai uniform pe tot perimetrul pereților ;
- decofrarea pereților de elevație ;
- plasarea marilor de nivel și turnarea mortarului de poză pentru rezemarea planșelor ;
- montarea panourilor de planșeu prefabricate ;
- introducerea dispozitivelor de subbetonare și reglarea planșelor la cota din proiect ;
- executarea prin subbetonare a centurilor de monolitizare a planșelor, folosind în acest sens beton B 300 (respectiv planșele I-6 și I-7) ;
- izolarea hidrofugă a subsolului se realizează prin aplicarea în două reprize a unor straturi de bitum (aplicat la cald-topit) pe suprafețele exterioare ale pereților care vin în contact cu terenul ;
- realizarea umpluturii în straturi compactate.

Consumurile și indicatorii tehnico-economici, au rezultat pe baza unei analize deosebite de atente a planșelor I-1...I-8 (în planșa I-8 prezentîndu-se extrasul de armătură din elevații și centuri aferente gradului 7 de intensitate seismică), rezultatele fiind prezentate sintetic în tabelul 2.1.

Pentru explicitarea unor elemente din tabelul 2.1 în continuare se face următoarele precizări :

- la numărul curent 8 (alte cheltuieli directe) sînt prevăzute : transportul materialelor la șantier, retribuții maștri, regia asupra manoperii ;
- în consumul și costul planșelor sînt incluse și finisajele la unele izolații, etc. ;

Tabelul 2.1.

Consumuri și costuri pentru VARIANTA I

Nr. crt.	Specificația	U/m	TALPA		ELEVATIE		PLANSEU		TOTAL	
			Cant.	Cost.	Cant.	Cost.	Cant.	Cost.	Cant.	Cost.
1	Beton-pe șantier - în fabrică - total	m ³	65,1	7942	56,7	9136	17,8	1831	139,6	19909
2	Armătura -pe șantier - în fabrică -total	m ³	-	-	-	-	1199	10905	1199	10905
3	Cofraje -metal -lemn	m ²	65,1	7942	56,7	9136	41,4	21961	163,2	40039
4	Manopera -pe șantier - în fabrică -total	lei	-	-	-	-	-	-	-	-
5	Consum- utilaje -pe șantier - în fabrică -total	lei	-	4568	-	7915	-	2536	-	14839
6	Alte materiale	lei	-	198	-	1034	-	327	-	1559
7	Transport	lei	-	4766	-	8949	-	2683	-	16398
8	Alte cheltuieli	lei	-	971	-	121	-	310	-	1402
9	Total general (ro- tunjit) fără corec- tură prod. de balas- tieră	lei	-	676	-	1075	-	537	-	2288
			-	1647	-	1196	-	847	-	3690
			-	4	-	2443	-	6036	-	8483
			-	7816	-	813	-	290	-	10794
			-	5121	-	9560	-	5935	-	20616
			-	27300	-	45700	-	48700	-	122000

- la punctul curent 6 (alte materiale) se prevăd cantitățile de balast, mortar, bitum, rabiț, etc. folosite la infrastructură și care nu intră în celelalte poziții din tabel.

Se remarcă faptul că datele centralizate în tabel au la bază alte măsurători și devize făcute pe lucruri concrete.

Pentru identificare și comparare în tabelul 2.2, se prezintă centralizat indici de consum pentru ciment, oțel beton, lemn ca și

Principalele "consumuri specifice" pentru VARIANTA I la aria desfășurată construită (A dc 1.321 m²).

Tabel 2.2.

Nr. crt.	Specificația	U/M	Infra-structură	Supra-structură	Total	Prevederi max. NP 15/85
1	Ciment	$\frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \text{ A dc}}$	27,64	130,36	158	172
2	Oțel beton	$\text{Kg/m}^2 \text{ A dc}$	2,69	17,71	20,4	23,7
3	Lemn	$\frac{\text{m}^3}{\text{loom}^2 \text{ A dc}}$	0,03	0,1	0,13	0,15
4	Manoperă pe șantier	$\frac{\text{ore}}{\text{m}^2 \text{ A dc}}$	0,99	9,31	10,3	11,5
5	Cost total fără corecturi	$\frac{\text{lei}}{\text{m}^2 \text{ A dc}}$	92,35	1659,9	1752	1855,0

* Cost total (limita) conform legislației 256/1984

Din cele prezentate rezultă astfel o serie de elemente de comparație tehnico-economică cu alte variante de fundare ce se vor prezenta în continuare.

De subliniat volumul mare de manoperă de pe șantier, implicit o durată mare de execuție a infrastructurii, precum și dezavantajul unei turnări de betoane pe șantier la infrastructură, care turnându-se și pe timp de iarnă impune măsuri speciale de protecție.

2.2. ANALIZA TEHNICO-ECONOMICA-VARIANTA II - "ELEVĂȚII PREFABRICĂTE ȘI TALPI MONOLITE"

Varianta II "Elevații prefabricate și tălpi monolite" a fost proiectată pentru același proiect (T-770-81) de către Institutul de Proiectări Timiș (IPROTIM) folosind brevetul de invenție (1) și cu asistența tehnică a Catedrei de Drumuri și Fundații a Institutului Politehnic "Traian Vuia" Timișoara.

În această variantă, pereții de la subsol (elevațiile) sînt prefabricați, deci la panouri mari folosindu-se beton B 200, iar tălpile monolite realizate din beton B 100.

Panourile de elevație sînt montate pe un cuzinet realizat prin subbetonare din beton B 250 cu grosimea de 20 cm așezat pe talpa fundației realizată din beton armat, monolitizarea panourilor asigurîndu-se prin stîlpișori din beton B 250 (fig.2.2).

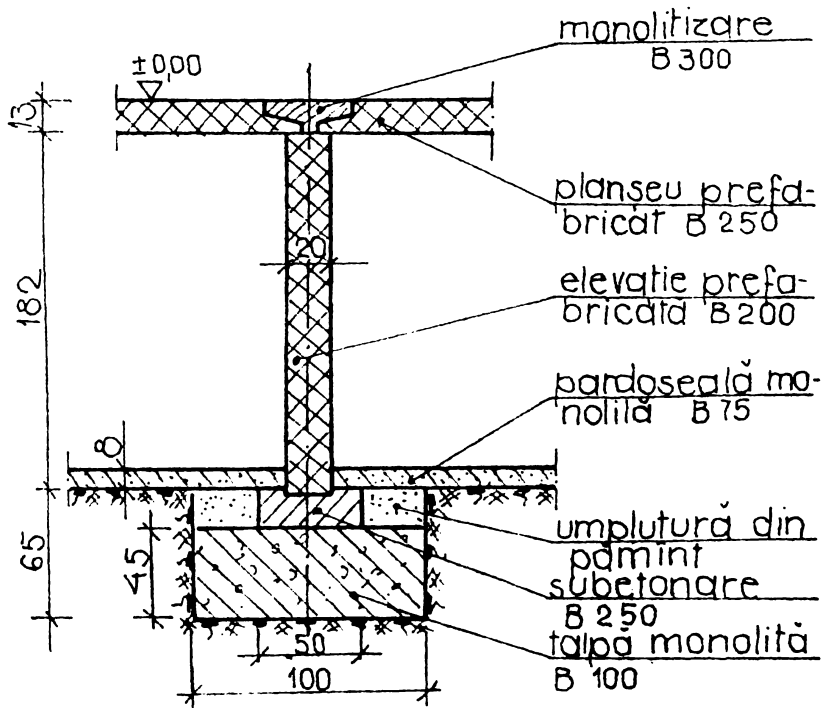


Fig.2.2. Infrastructură cu fundații monolite și elevații prefabricate. [47]

Conform celor prezentate în anexa 2, se menține configurația soluției proiectului T-770-81 secțiunea Pb₂.

După adaptările făcute în planșa II-1 se prezintă planul fundațiilor iar în planșele II-2 și II-3 detaliile de fundații.

Planșeele peste subsol s-au menținut cele din proiectul T-770 (varianta I), adică prefabricate din B 250, monolitizate cu centuri din beton armat (B 300).

În zona casei scării se mențin pereți monoliți (fig. Anexa 2) cu grosime de 30 cm, iar hidroizolațiile orizontale și verticale se mențin cele din proiectul T-770-81.

Pentru a veni în sprijinul executantului în planșa II-4 se prezintă planul de montaj a pereților de subsol a căror nomenclator este prezentat în planșa II-5.

În vederea realizării elevațiilor, în planșa II-6 se prezintă caracteristicile elevațiilor folosite, armarea unor panouri de elevație, fără gol de ușă, (planșa II-7 și cu gol de ușă, planșa II-8) precum și alte planșe de armare a elevațiilor prefabricate (planșele II-9 și II-10) respectiv planșele II-11 și II-12 în care se prezintă barele de armare (izolate).

Planșele II-13, II-14, II-15 și II-16 prezintă carcasele pentru elevațiile prefabricate iar planșa II-17 carcasa pentru îmbinările elevațiilor prefabricate.

Tot în anexa 2 se prezintă detalii de îmbinări concrete a elevațiilor prefabricate (planșele II-18, II-19, II-20, II-21 și II-22).

Tehnologia de realizare a infrastructurii constă din următoarele faze succesive :

- excavația generală pînă la cota subsolului (aceiași ca la varianta I) ;

- săpătura manuală a spațiilor pentru tălpile de fundare ;

- montarea mustăților de realizare a fundațiilor (planșele II-2 și II-3) ;

- montarea armăturilor în pereții monoliți din zona casei scărilor ;

- turnarea betonului în tălpile de fundare ;

- executarea reazemelor pentru panouri în vederea subbetonării (2 buc. de 25x25x16 cm sub fiecare panou) ;

- montarea panourilor de elevație conform planșei II-4, astfel să se realizeze succesiv cutii închise pentru a se putea asigura stabilitatea ;

- executarea îmbinărilor panourilor de elevație conform planșelor II-18, II-19, II-20, II-21, II-22 ;

- executarea subbetonării cu beton B 250 formîndu-se astfel un cuzinet peste talpa fundației ;

- turnarea betonului de realizare a stîlpișorilor de monolitizare a panoului ;

- executarea martorilor din mortar de ciment pentru pozarea planșelor ;

Tabel 2.3.

Consumuri si costuri Varianta II

Nr. crt.	Specificatia	U/m	TALPA		ELEVATIE		PLANSEU		TOTAL	
			Cant.	Cost.	Cant.	Cost.	Cant.	Cost.	Cant.	Cost.
1	Beton									
	-pe santier		58,8	5771	17,1	3422	17,8	1831	93,7	11024
	-în fabrică	m ³	-	-	39,4	33752	23,6	20130	63	53882
	-total		58,8	5771	56,5	37174	41,4	21961	156,7	64906
2	Armătură									
	-pe santier		139	1182	1478	7333	-	-	1617	8535
	-în fabrică	Kg	-	-	1977	16786	1199	1090	3116	27691
	-total		139	1182	3455	24139	1199	1090	4793	36226
3	Cofraje-metal									
	-lemn	m ²	-	-	-	-	-	-	-	-
			504	600	914	1117	-	-	1418	1717
4	Manoperă									
	-pe santier		-	6050	-	6329	-	2356	-	14735
	-în fabrică	lei	-	416	-	1350	-	327	-	2093
	-total		-	6466	-	7679	-	2683	-	16828
5	Consum utilaj									
	-pe santier		-	1024	-	91	-	310	-	1425
	-în fabrică		-	997	-	1316	-	537	-	2850
	-total		-	2021	-	1407	-	847	-	4275
6	Alte materiale	lei	-	62	-	5122	-	6036	-	11220
7	Transport	lei	-	5825	-	352	-	291	-	6468
8	Alte chelt.	lei	-	6919	-	12670	-	5931	-	25520
9	Total general (rotunjit) fără corectare produse de be- lastieră	lei	-	29000	-	90000	-	49000	-	168000

- trasarea axelor pereților și montarea planșeelor ;
- executarea centurilor din beton armat la nivelul planșeului similar Varianta I ;
- izolarea hidrofugă - similar Varianta I.

Consumurile și indicatorii tehnico-economici au rezultat pe baza unei analize complete a planșelor II-1, II-22 , rezultatele fiind prezentate sintetic în tabelul 2.3.

Pentru explicitarea unor elemente din tabelul 2.3 rămân variabile precizările făcute la varianta I pentru punctele 6 și 8.

În tabelul 2.4 se prezintă centralizat indicii de consum pentru ciment, oțel beton, lemn, ca și consumul de manoperă (în ore) respectiv costul, toate raportate la m^2 de arie desfășurată a construcției.

Principalele "consumuri specifice" pentru varianta II la aria desfășurată construită (A_{dc} = 1321 m²)

Tabel 2.4

Nr. crt	Specificația	U/M	Infra-structură	Supra-structură	Total	Prevederi max. NP 15/85
1	Ciment	kg/m ² A _{dc}	31,04	130,36	161,4	172
2	Oțel beton	kg/m ² A _{dc}	3,63	17,71	21,4	23,7
3	Lemn	m ² /100 m ² A _{dc}	0,06	0,1	0,16	0,15
4	Manoperă pe șantier	ore/m ² A _{dc}	0,94	9,31	10,45	11,5
5	Cost total	lei/m ² A _{dc}	127,2	1659,9	1787	1885,4 ^x

^xCost total limită conform legislației 256/1984

Această soluție duce la un consum de beton mai redus, dar crește consumul de armătură, subliniind ca avantaj creșterea productivității muncii.

2.3. ANALIZA TEHNICO-ECONOMICA-VARIANTA III - "ELEVATII SI TALPI PREFABRICATE"

Varianta III a fost concepută și proiectată de C.P.J. Arad în colaborare cu C.D.F.I.C. a Facultății de Construcții din Timi-

șcara, pe baza brevetului de invenție (2).

Originalitatea soluției constă în aceea că talpa continuă a fundațiilor este realizată din elemente prefabricate din beton armat, monolitizate între ele (planșele III-1 și III-2), precum și prin faptul că elevațiile prefabricate s-au armat cu carcasa spațiale, eliminându-se plasele sudate, ceea ce duce la economie de oțel beton. O secțiune de principiu se prezintă în figura 2.3.

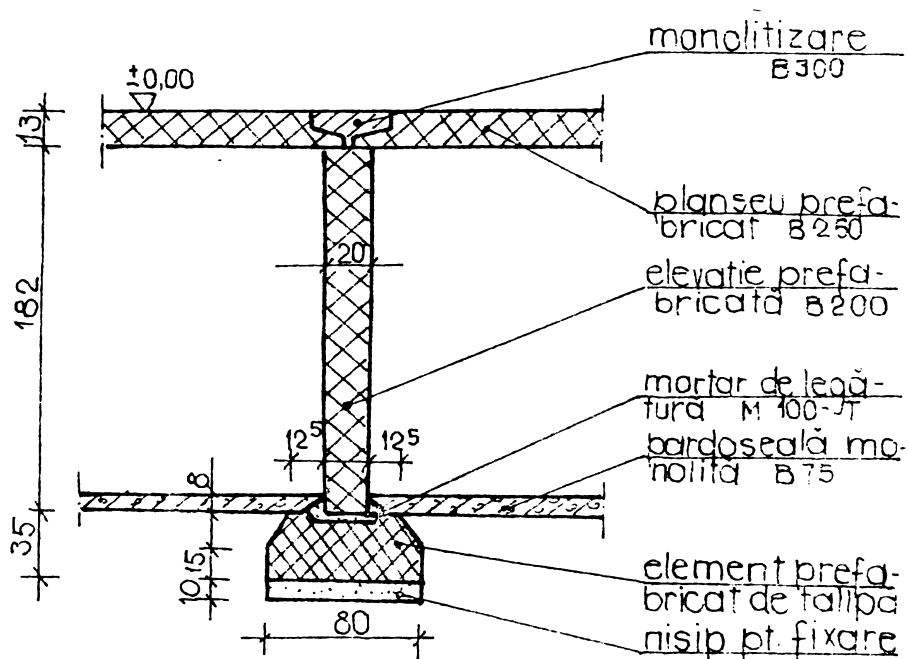


Fig.2.3. Infrastructură cu fundații continue prefabricate.[80]

Talpa continuă este formată în principal din 3 tipuri de elemente prefabricate (cu formol) în L,T,X realizate din B 150 (planșele II-1 și II-2) așezate pe un pat din nisip de 10 cm grosime și îmbinate prin monolitizare pe șantier (planșa III-7). Pe talpa astfel realizată se reazemă panourile de elevație prefabricate din B 250, (planșa III-8) peste care se reazemă elementele de planșeu prefabricat din B 250, monolitizate prin centuri din B 300.

În anexa 2 se prezintă un număr de 19 planșe din care rezultă toate elementele constructive ale soluției analizate:

Îmbinarea elementelor de talpă se face interax, iar elevațiile se îmbină la intersecția axelor construcției, fapt ce conferă soluției o rigiditate sporită.

Asigurarea continuității armăturilor longitudinale din talpă se face prin suprapunere sau în cazuri mai deosebite prin sudură.

Asigurarea continuității armăturilor longitudinale din talpa se face prin suprapunere sau în cazuri mai deosebite prin sudură.

Asigurarea continuității dintre talpă și elevație se face prin subbetonarea stâlpișorilor din beton armat, realizați la intersecția axelor construcției. Pentru aceasta, toate elementele de talpă sînt prevăzute cu alveole trapizoidale cu adîncimea de 4-6 cm și goluri evazate la intersecțiile axelor.

Panourile de elevații au prevăzute pe margini alveole și bare sau bucle de armătură, ceea ce permite realizarea îmbinărilor în noduri (la stâlpișori), îmbinările dintre panouri realizîndu-se prin sudură cu eclise a barelor orizontale, după care se montează armăturile verticale și freta pentru nodurile interioare sau pentru nodurile de margine. Montarea fretai se realizează prin presare-mișcare pe la partea superioară a îmbinării, după care se toarnă betonul obținîndu-se îmbinarea între panouri pe toată înălțimea acestuia. Rezultă astfel că varianta este simplă monolitizîndu-se totul într-o singură etapă.

După cum rezultă din planșele de la anexa 2, partea inferioară a panourilor este plană iar fețele laterale sînt prevăzute cu dinți pentru a putea prelua mai bine eforturile de la ecart.

Sucesiunea tehnologică de realizare a variantei în cauză este din :

- executarea săpăturii generale (mecanizat) pînă la cota superioară a tălpii fundațiilor ;
- săpătura manuală a spațiului pentru elementele de talpă ;
- așezarea în gropile de talpă a unui strat din nisip de 10 cm grosime și compactarea acestuia ;
- verificarea planeității și orizontalității stratului de nisip ;
- montarea elementelor de talpă prefabricate și monolitizarea acestora ;
- montarea elevațiilor așezate pe un strat de mortar M-10 ;
- realizarea îmbinărilor verticale dintre panourile de elevație și elementul de talpă, prin sudarea mustăților din panouri, montarea carcasi verticale pe înălțimea panoului și turnarea betonului.

Consumurile și indicatorii tehnico-economici prezentați în tabelul 2.5 s-au făcut pe baza prescripțiilor la zi precum și prin

Tabel 2.5.

Consumuri și costuri pentru varianta III

Nr. crt	Specificatia	U./k.	TALPA		ELEVATIE		- PLAMSEU		TOTAL	
			Cant.	Cost, lei	Cant.	Cost, lei	Cant.	Cost, lei	Cant.	Cost, lei
1	Beton-pe șantier - în fabrică - total	m ³	-	-	17,1	3422	17,8	1831	34,9	5253
2	Armătură -pe șantier - în fabrică - total	Kg	42,51	36261	39,4	33752	23,6	20130	105,5	9014
3	Cofraje-metal -lemn	lei	42,51	36261	56,9	37174	41,4	21961	140,4	9539
4	Manoperă -pe șantier - în fabrică - total	lei	-	-	1478	7333	-	-	1478	7333
5	Consum- -pe șantier - în fabrică - total	lei	572	5034	1614	13704	1199	10905	3385	2964
6	Alte materiale	lei	572	5034	3092	21037	1199	10905	4863	3697
7	Transport	lei	-	-	-	-	-	-	-	-
8	Alte cheltuieli	lei	283	337	914	1117	-	-	1197	1454
9	Total general (ro- tundit) fără co- sectare proiecte de șantier	lei	-	3302	-	6329	-	2356	-	11987
		lei	-	861	-	1350	-	327	-	2538
		lei	-	4163	-	7679	-	2683	-	14525
		lei	-	738	-	91	-	310	-	1139
		lei	-	697	-	1316	-	537	-	2250
		lei	-	1435	-	1407	-	847	-	3689
		lei	-	256	-	6122	-	6036	-	11414
		lei	-	5651	-	352	-	291	-	6294
		lei	-	3702	-	12670	-	5931	-	22303
		lei	-	57000	-	86000	-	49000	-	193000

folosirea celor 19 planșe (anexa 2).

Pe baza celor arătate în tabelul 2.6 se prezintă principalii indici de consumuri specifice din care rezultă o serie de concluzii utile.

Principalele consumuri specifice pentru Varianta III
la aria desfășurată (A dc = 1321 m²)

Tabel 2.6

Nr. crt.	Specificația	U/M	Infra-structura	Supra-structura	Total	NP 15/85
1	Ciment	$\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2 \text{ A dc}}$	27,59	130,36	157,95	172
2	Oțel beton	$\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2 \text{ A dc}}$	3,68	17,71	21,39	23,7
3	Lemn	$\frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \text{ A dc}}$	0,04	0,1	0,14	0,15
4	Manoperă pe șantier	$\frac{\text{ore}}{\text{m}^2 \text{ A dc}}$	0,79	9,31	10,0	11,5
5	Cost total	$\frac{\text{lei}}{\text{m}^2 \text{ A dc}}$	156	1659,9	1815,9	1855,4

*Cost total (limita) conform legislației 256/1984

2.4. ANALIZA TEHNICO-ECONOMICA-VARIANTA IV "ELEVATII PE TALPI DISCONTINUE PREFABRICATE REALIZATE ÎN GROPI ȘTANȚATE"

Infrastructura "Elevații și tălpi discontinue prefabricate realizate în gropi ștanțate" a fost concepută, proiectată și realizată printr-o colaborare între T.C.M.Timișoara și Catedra de fundații din Timișoara.

Soluția constă în realizarea unei tălpi discontinuei montată

în gropi ștanțate (cu bulb la bază), peste care se reazemă panourile de elevație (fig.2.4).

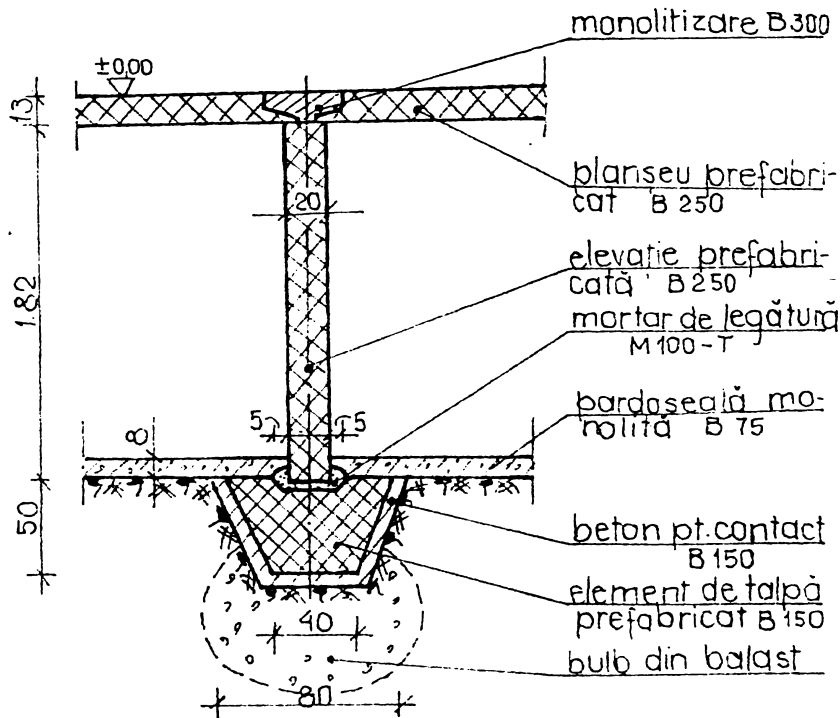


Fig.2.4. Infrastructură cu fundații discontinue ștanțate. [83]

Infrastructura este astfel realizată din elemente de talpă de formă trunchi de piramidă executate din beton B 150 montate în gropi ștanțate, peste care se așează panourile de elevație din beton armat prefabricat (B. 250), panouri armate cu carcuse spațiale, iar peste acestea

se așează panourile prefabricate de planșeu din B 250, monolitizate cu beton B 300.

Elementele de talpă (planșa IV-2) au forma unui trunchi de piramidă cu baza mare 80/80 cm, baza mică de 40/40 cm și înălțimea de 50 cm fiind realizate din beton simplu B 150, montându-se conform planșei IV-1, în gropi ștanțate. Ștanțarea se face cu un mai de forma și dimensiunile elementelor de talpă (ceva mai mari).

Peste elementele de talpă (planșa IV-2) așezate conform planșei IV-1 se montează panourile de elevații realizate conform planșelor IV-4 și IV-5, îmbinările realizându-se conform planșei IV-3.

Pentru a preîntîmpina eventualele dezaxări la montaj ale elementelor de talpă, aspecte ce ar putea apărea în procesul de ștanțare a gropilor, se prevede ca gropile ștanțate să aibă dimensiuni ceva mai mari decît elementul prefabricat, spațiu ce se umple în procesul de montare cu beton de contact.

Secțiunea analizată (Pb_2) cuprinde un număr de 78 elemente prefabricate, dispuse la distanțe de 1,80 m pe direcția longitudinală și de 1,35 pe direcția transversală.

Elevațiile din pașouri mari prefabricate din beton B 250, se montează direct pe elementele de talpă, prin intermediul unui mortar de pază M 50.

Imbinările panourilor de elevații se realizează prin monolitizări sub formă de sîmburi din beton B 300, turnarea făcîndu-se după montarea armăturilor (planșa IV-3) verticale din stîlpișor și sudarea mustăților orizontale din panourile prefabricate.

Pentru asigurarea capacității portante a elementelor de talpă s-a prevăzut realizarea prin procesul de ștanțare a unui strat din balast la baza gropii ștanțate.

Sucesiunea tehnologică de realizare în varianta IV cuprinde următoarele etape:

- săpătura generală la cota subsolului, realizîndu-se mecanizat ;
- pichetarea axelor fundației și a gropilor ce trebuie ștanțate ;
- ștanțarea la cotă a gropilor de fundații ;
- umplerea cu balast a gropii ștanțate ;
- reștanțarea gropii, din care rezultă bulbul din balast ;
- montarea elementelor de talpă prefabricate, introducînd anterior beton de contact ;
- montarea panourilor de elevație așezîndu-le pe elementele de talpă prin intermediul mortarului de pază ;
- realizarea monolitizărilor, similar celor prezentate la varianta III.

Folosindu-se planșele din anexa 2 (IV-1... IV-5) precum și prescripțiile la zi s-au stabilit consumurile de materiale și costurile care se prezintă în tabelul 2.7.

Folosindu-se valorile din tabelul 2.7, în tabelul 2.8 se prezintă centralizat principalii indicatori tehnico-economici.

Consumuri și costuri pentru Varianta IV

Tabelul 2.7

Nr. crt.	Specificația	U/K	TALPA		ELEVATIE		PLANȘEU		TOTAL	
			Cant.	Cost. [lei]	Cant.	Cost. [lei]	Cant.	Cost. [lei]	Cant.	Cost. [lei]
1	Beton-pe șantier - în fabrică -total	m ³	- 34,16 34,16	- 29139 29139	17,1 39,4 56,5	3422 33752 37174	17,8 23,6 41,4	1831 20130 21961	34,9 97,2 132,1	5253 83021 88274
2	Armătură -pe șantier -în fabrică -total	kg	- 256 246	- 2165 2165	1478 2437 3915	7333 20692 28025	- 1199 1199	- 10905 10905	1478 3882 5360	7333 33762 41095
3	Cofraje-metal -lemn		- -	- -	- 914	- 1117	- -	- -	- 914	- 1117
4	Manoperă- -pe șantier -în fabrică -total	lei	- - -	2654 692 3346	- - -	6389 1350 7679	- - -	- 327 2683	- - -	11339 2369 13708
5	Consum-pe șantier -în fabrică -total	lei	- - -	621 532 1153	- - -	91 1316 1407	- - -	310 537 847	- - -	1022 2385 3407
6	Alte materiale	lei	-	215	-	5122	-	6036	-	11373
7	Transport	lei	-	4541	-	352	-	291	-	5148.
8	Alte cheltuieli	lei	-	2975	-	12670	-	5931	-	21576
9	Total General (pro- munit) în lei corec- tate de proiect de execuție	lei	-	80000	-	93800	-	48900	-	186500

Principalele consumuri specifice pentru varianta IV,
la aria desfășurată (Adc = 1321 m²)

Tabel 2.8

Nr. crt.	Specificația	U/lă	Infra-structură	Supra-structură	Total	L.P. 15/85
1	Ciment	$\frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \text{ Adc}}$	25,96	130,36	152,32	172
2	Oțel beton	$\frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \text{ Adc}}$	4,06	17,71	21,77	23,7
3	Lemn	$\frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \text{ Adc}}$	0,03	0,1	0,13	0,15
4	Manoperă pe șantier	$\frac{\text{ore}}{\text{m}^2 \text{ Adc}}$	0,75	9,31	10,06	11,5
5	Cost total	$\frac{\text{lei}}{\text{m}^2 \text{ Adc}}$	151,2	1659,9	1811,1	1855,4 ^x

^x Cost total (limită) conform legislației 256/1984

2.5. CONCLUZII FINALE REZULTATE PE BAZA STUDIULUI CELOR PATRU VARIANTE DE FONDARE PENTRU PROIECTUL T-770-81 SECȚIUNEA Pb₂

Soluțiile prezentate în variantele I ... IV pun în evidență unele aspecte privind avantajul industrializării lucrărilor de fundații ca și unele inconveniente de ordin practic.

După cum s-a arătat variantele II, III și IV, prezintă un grad de industrializare, din ce în ce mai ridicat și ca urmare o durată de execuție succesiv mai redusă, ceea ce justifică cercetările întreprinse

Dintre avantajele rezultate în urma studiului făcut se menționează cele mai principale :

Analizându-se consumul de beton folosit se constată că în varianta I se folosește un volum de beton de 163 m³, în variantele

II și III volumul de beton este de 140,4 m³ iar în varianta IV de 132,1 m³, ceea ce pune în evidență și acest avantaj;

- Consumul de manoperă pe șantier, se reduce de la 14.839 lei pentru varianta I la 11.339 lei în cazul variantei IV;

- Consumul de cofraje se reduce de la 1884 pentru varianta I, la 1117 varianta IV în care caz cofrajul este folosit numai la prefabricare în fabrică.

Dintre desavantajele, de altfel în majoritate aparent desavantaje se menționează:

- Costul mult mai ridicat al betonului prefabricat (față de cel monolit, aspect ce rezultă din tabelul 2.9 prezentat pentru primele 2 variante studiate.

Comparație costuri beton între variantele I și II Tabel 2.9

Beton în pereți	Varianta I				Varianta II				Creșterea Var. II față de Var. I (cost beton)
	total monolit				elevații prefabricate și tălpi monolit.				
	Beton marca	Cant. [m ³]	Cost pe [m ³] [lei/m ³]	Cost total [lei]	Beton marca	Cant. [m ³]	Cost pe [m ³] [lei/m ³]	Cost total [lei]	
Turnet monolit	B200 B300	56,5	236,6	13364	B250 B300	17,1	354,6	6063	
Prefabricat	-	-	-	-	B250	29,4	987,4	38902	
Total	B200 B300	56,5	236,6	13364	B200 B250	56,5	785,5	44965	237%

- astfel rezultă din tabelul 2.9 o creștere a prețului de cost cu 237% în cazul variantei cu elevații prefabricate ceea ce atrage atenția asupra reșezării costurilor la prefabricate, făcând comparație între costul betonului folosit pentru realizarea elevațiilor (exclusiv talpa) în toate cele 4 variante unde ca volum și marcă de beton este același, se observă că deși se folosește aceeași cantitate de beton în varianta elevație prefabricat costul este de 3,37 ori mai mare decât în cea monolit, ceea ce înseamnă de fapt o acumulare artificială deoarece se apreciază că prac-

tic în poligon ar trebui ca betonul să fie chiar mai ieftin;

- Consumul de oțel beton deși crește de la 1547 Kg (Varianta I) la 5360 Kg (Varianta IV), însă nu depășește indicele de consum impus de prescripțiile R.S.M. (NP 15/85);

- din analiza consumurilor specifice rezultă că nu depășesc indicii de consum la nici una dintre variante;

- o constatare demnă de subliniat ce rezultă din studiul făcut este creșterea considerabilă a productivității muncii reducându-se timpul de execuție a infrastructurii de la 22 zile (Varianta I) la 11 zile (Varianta IV), fig. 2.5.

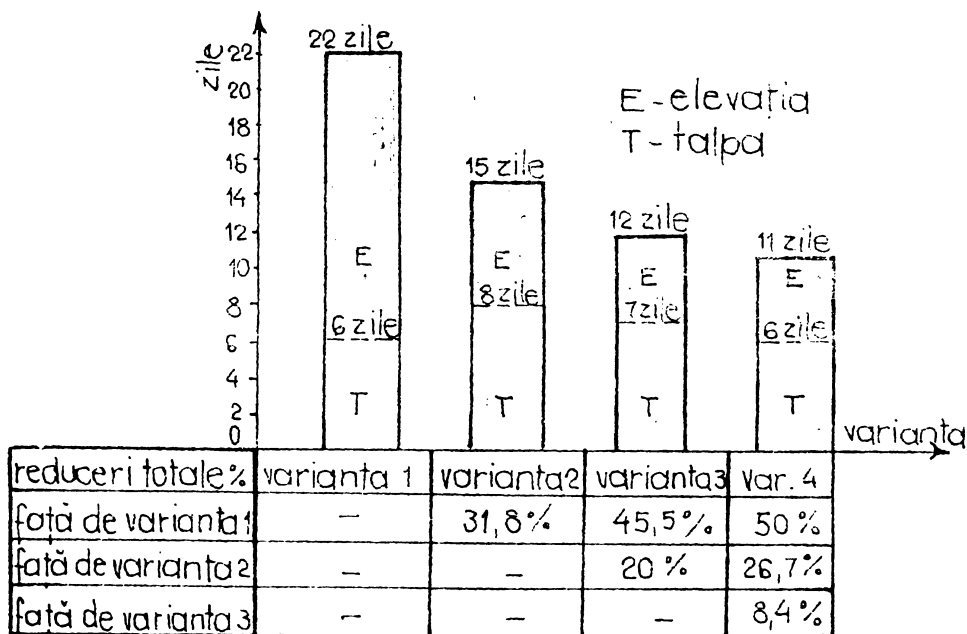


Fig.2.5. Graficul realizărilor în zile pentru variantele studiate.

În concluzie avantajele variantei IV o recomandă pentru a fi folosită și dezvoltată, ceea ce determină pe autor ca în studiile sale să acționeze după cum urmează :

- să caute să stabilească o soluție de fundare care să îmbine prefabricarea infrastructurii, cu șantarea gropilor de fundații, soluție menită să mențină ridicat gradul de industrializare;

- în studiile sale efectuate în sensul paragrafului anterior autorul va căuta să reducă aria fundațiilor, ceea ce va duce la creșterea raportului dintre suprafața construcției și suprafața

fundației ;

- în sensul rezolvării problemelor menționate se mai pornește și de la ideea reducerii numărului de tipuri de elemente de talpă folosite, și desigur acestea urmînd să aibă suficientă capacitate portantă.

2.6. INFRASTRUCTURA PREFABRICATA REZERATA DISCONTINUU PE ELEMENTE DE TALPA TRUNCHI DE PIRAMIDA CU PLACI CA ANTIREFULANTA

(soluție concepută și studiată de autor)

Analizînd cele 4 variante (prezentare făcută anterior) se constată interesul deosebit pe care-l prezintă îmbinarea avantajelor prezentate de prefabricare, și montarea elementelor de talpă în gropi realizate prin ștanțare.

În lucrarea [89] autorul prezintă studiile sale cu referire la realizarea unor elemente de talpă cu placă antirefulantă, din care rezultă creșterea considerabilă a capacității portante a acestora. În urma acestor rezultate, autorul concepe, studiază, recomandă și inițiază (prin intermediul conducătorului științific), realizarea și în cadrul unui proiect de diplomă în cursul anului școlar 1986/1987 a soluției "Infrastructură prefabricată rezemată discontinuu pe elemente de talpă trunchi de piramidă cu placă antirefulantă a cărei prezentare (în secțiune) se prezintă în figura 2.6.

Soluția a fost stabilită pentru proiectul tip T-770- secți. Pb₂ cu 20 de apartamente, varianta propusă avînd toată infrastructura prefabricată, pereții elevațiilor avînd însă grosimea de numai 16 cm, planșee prefabricate peste subsol, și elemente de talpă prefabricate de formă trunchi de piramidă cu placă antirefulantă. Datorită realizării (prin ștanțare) a unui bulb la partea inferioară și a existenței plăcii antirefulante (care dă și la o mai bună stabilitate) capacitatea portantă a elementului de talpă crește, ceea ce duce la reducerea numărului acestora.

Autorul consideră totodată indicat să folosească un singur tip de element de talpă (și nu 4 tipuri cum se realizase varianta IV prezentată anterior) ceea ce desigur simplifică montajul și evită erorile de montaj.

S-a considerat imediat a se folosi în elevații beton de mare B 250 (ca la suprastructură) acestea fiind de numai 16 cm grosime,

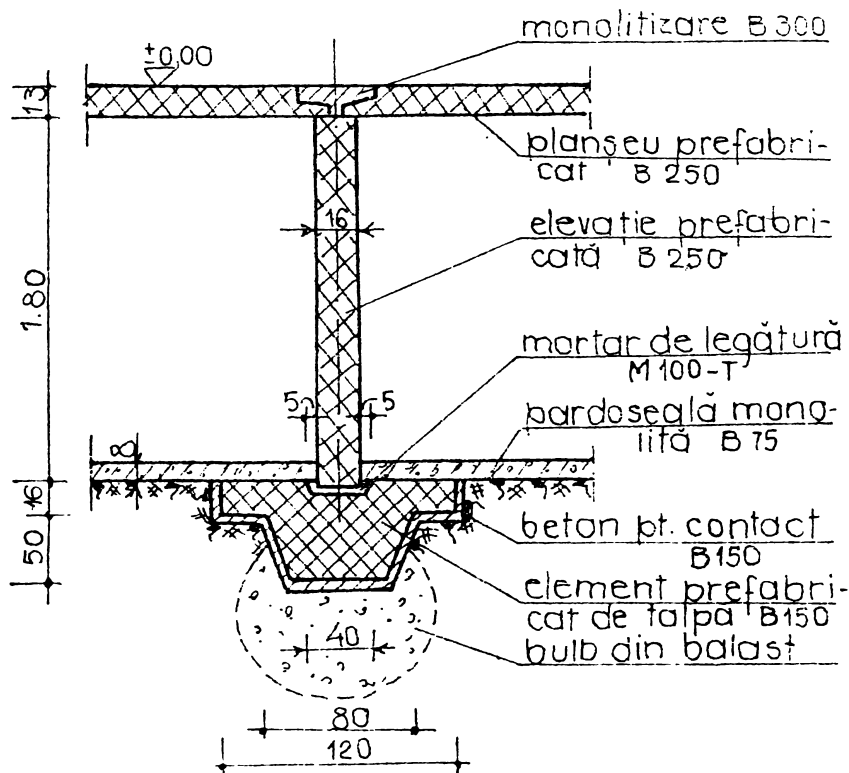


Fig.2.6. Infrastructuri cu fundații discontinue prefabricate cu placă antirefulantă. (autor ATEF DRAK AL-SEBAI)

Pentru așezarea mai comodă și obținerea unui contact mai bun între elementele de talpă și pereții proprii ștanțați, modul cu care se realizează ștanțarea se recomandă a avea dimensiuni ceva mai mari, pentru a se putea introduce (anterior pozării elementului de talpă) un beton de ciment cu agregate cât mai fine.

Pentru realizarea soluției menționate autorul și-a propus să studieze o serie de aspecte constructive și teoretice, dintre acestea menționându-se următoarele:

- studiul amănunțit al elementului de talpă ca formă, înclinarea fețelor laterale, mărimea plăcii antirefulante, modul de repartizare a presiunii în teren, capacitatea portantă, tasările, tehnologiile de execuție (inclusiv ștanțarea), marca de beton indicată, armarea etc.;

- studiu elevațiilor prefabricate, ca elemente plane și spațiale, îmbinări, armare, mărcile de beton, etc.;

elementele fiind îmbinate și monolitizate la intersecția axelor.

Elementele de talpă s-au plasat la locul intersecției axelor (îmbinărilor) aspecte ce se vede și în figura 2.7. unde se creează stâlpișorii de monolitizare.

- studiul și definitivarea unei tehnologii de realizare a unei asemenea infrastructuri concretizată în final prin emiterea unor instrucțiuni de proiectare și executare ;

- studiul tehnico-economic al noii soluții de fundații, care după toate aspectele luate în considerare, reprezintă un pas mai departe pe linia găsirii de soluții ce permit industrializarea lucrărilor de fundații, pentru blocurile de locuințe cu S+P+ 4 niveluri, soluție care deși exemplificată pentru proiectul T-770, se poate folosi și la alte construcții de locuințe din panouri mari prefabricate, fiind deci adaptabilă și în Siria, patria autorului.

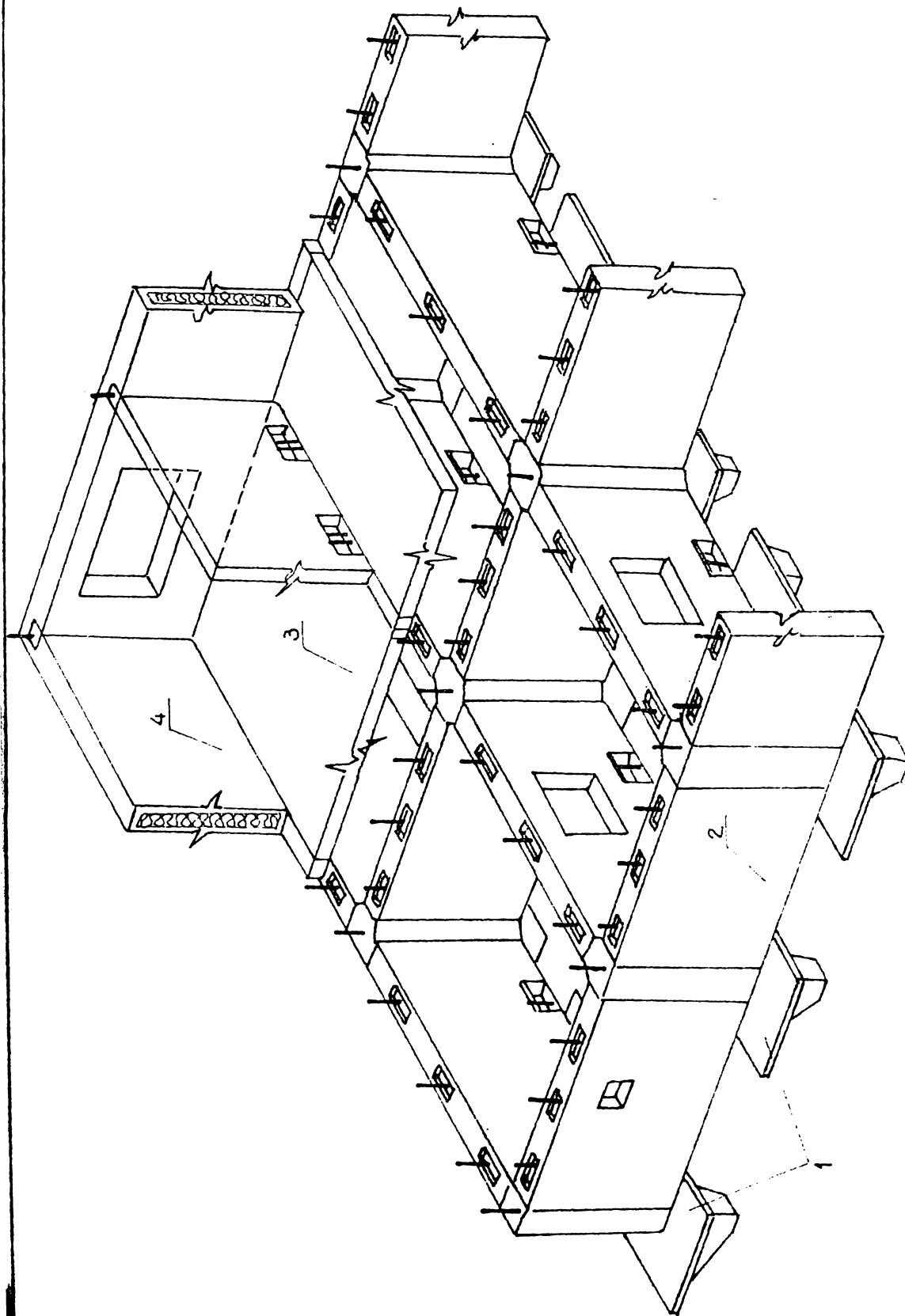


fig. 27. Infrastructură prefabricată (vedere în perspectivă) 1) elemente de tal-
 pă prefabricate pentru rezistență; 2) perouri de elevație; 3) planșeu; 4) ele-
 ment de legătură.

3. STUDII CU PRIVIRE LA ELEMENTELE DE TALPA REALIZATE ÎN GROPI VIBROȘTANTATE

3.1. STUDII CU PRIVIRE LA STABILITATEA FORMEI ȘI DIMENSIUNILOR INITIALE ALE ELEMENTULUI DE TALPA

3.1.1. Generalități

Soluțiile de fundare prin ștanțare au fost introduse în practica lucrărilor de fundații în ultimii 10 ani.

Cercetările aplicative efectuate în URSS [40,41,42] și în [73,87,109] au demonstrat că soluțiile de fundare prin ștanțare prezintă importante avantaje tehnico economice în raport cu soluțiile clasice de fundare aplicabile în condiții similare de teren.

Avantajele deosebite pe care le prezintă soluțiile de fundare prin ștanțare, legate îndeosebi de reducerea cotelor de fundare, de micșorarea dimensiunilor fundațiilor, și transmiterea unor încărcări sensibil mai mari decât cele transmise de fundațiile clasice se datorează în principal formei specifice a fundațiilor ștanțate și fenomenelor ce se produc în masivul de pământ ca urmare a procesului de ștanțare [81,82,109] mai ales când acesta se realizează prin vibrare [68], deci prin vibroștanțare.

Metoda de execuție a fundațiilor prin ștanțare constă în introducerea forțată în terenul de fundare a unui mai trunchi de piramidă, care are ca rezultat formarea unui gol de forma și dimensiunile maiului (echipamentului de ștanțare). Operația de ștanțare se poate realiza prin două tehnologii [67, 115] :

- ștanțarea prin batere care constă în căderea echipamentului de la o înălțime de 4... 6 m (aspect ce nu constituie o preocupare a autorului) ;
- ștanțarea prin vibrație sau vibropercuții care constă în introducerea maiului în teren prin acțiunea vibrațiilor sau vibroșocurilor, denumită și vibroștanțare.

Ca rezultat al operației de ștanțare prin care se creează golul pentru fundație, are loc un proces de îndesare a terenului în adâncime și lateral, care are ca urmare formarea în jurul fundației și sub baza sa, a unei zone de pământ îndesat în limitele căreia se reduce compresibilitatea pământului și crește rezisten-

ta la forfecare a acestuia. Ca urmare a creșterii caracteristicilor de rezistență ale pământului se pot transmite terenului de fundația încărcări verticale și orizontale mai mari decât în cazul gropii săpate și se pot astfel micșora dimensiunile fundațiilor ceea ce asigură importante avantaje economice.

Pornind de la considerentul că forma și dimensiunile fundației influențează în mod direct mărimea zonei de înlesare ea fost făcută și unele studii teoretice și experimentale [82,109] în vederea optimizării formei fundațiilor executate prin ștanțare.

3.1.2. Forma și dimensiunile elementelor de fundații executate prin vibroștanțare și criterii de alegere a dimensiunilor

Forma generală a fundațiilor executate de autor prin vibroștanțare este aceea de trunchi de piramidă, cu baza mare la partea superioară.

Clasificarea fundațiilor realizate în gropi ștanțate se poate face adoptând următoarele criterii [81,109]:

- adâncimea de fundare ;
- modul de realizare.

În funcție de adâncimea de fundare, fundațiile realizate prin ștanțare pot fi (fig.3.1) :

- fundații de mică adâncime la care $h/b_{med} \leq 1,5$ (h - înălțimea elementului ; b_{med} - lățimea medie a laturii secțiunii medii transversale a fundației) ;
- fundații alungite (tip colțar) la care $\frac{h}{b_{med}} > 1,5$ (fig.3.1 b).

După modul cum sînt construite fundațiile realizate în gropi ștanțate pot fi:

- cu talpă plană (fig 3.1.a : 3.1.b) ;
- cu placă antirefulantă (fig.3.1 c) și talpă plană ;
- cu bulb la bază (fig.3.1 d).

Alegerea formei și dimensiunilor fundațiilor se face în funcție de caracteristicile structurii de rezistență a construcției, de existența subsolurilor, densitatea și felul elementelor portante de la nivelul inferior, natura terenului de fundare și

mărimea încărcărilor ce trebuie transmise terenului de fundare.

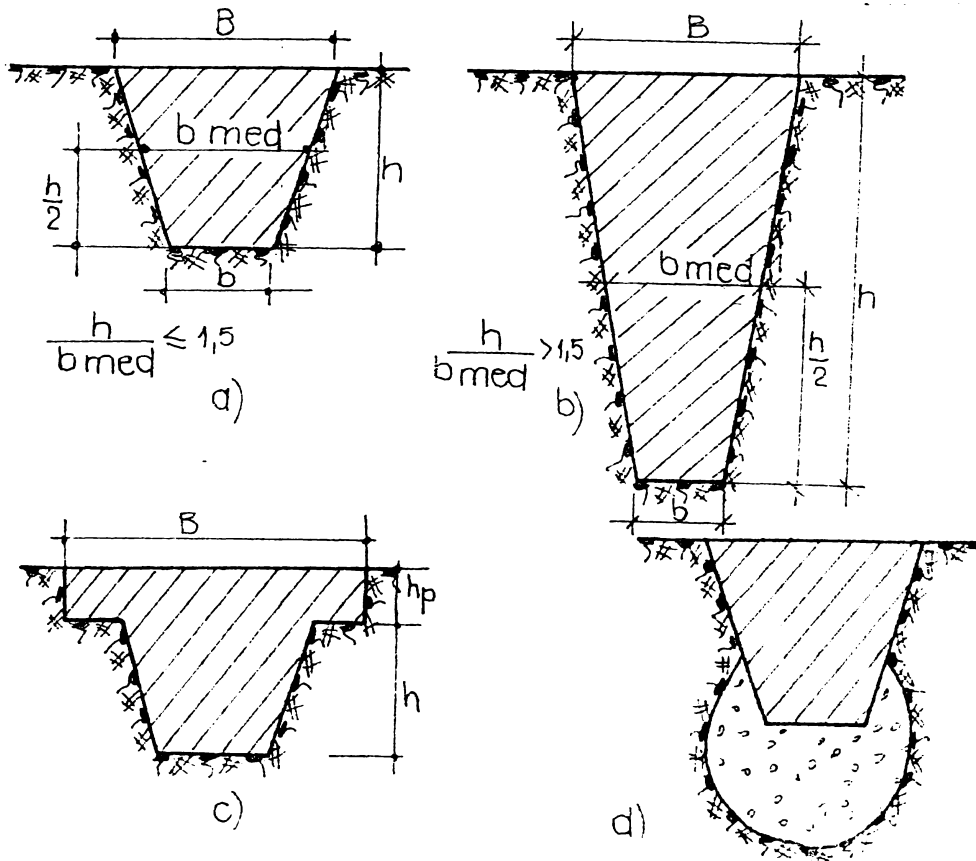


Fig.3.1. Clasificarea fundațiilor ștanțate a) de mică adâncime; b) alungită (adâncime medie); c) cu placă antirefulantă; d) cu bulb.

Forma generală de trunchi de piramidă a fost înlocuită cu următoarele considerente :

- distribuția eforturilor în masivul de pământ este mult mai favorabilă, comparativ cu elementele prismatice ;
- forma fundației asigură extragerea ușoară a cochiliei după ștanțare ;
- forma de trunchi de piramidă (trunchi de con) influențează favorabil mărimea zonei de îndesare.

Fundațiile executate prin ștanțare, având în vedere diversitatea variantelor constructive pe care le prezintă, permit utilizarea lor la diverse tipuri de construcții în diferite condiții, chiar și în cele dificile, deoarece la partea inferioară, poate realiza un bulb din balast.

Domeniul de utilizare este mai larg decât cel al cast-in-place, funcție de procedeul de ștanțare (batere, vibrație sau vibrație cu apă), apreciindu-se ca deosebit de indicat în vibrație și în

vibropercuții.

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

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

Fundațiile cu bulb se realizează prin îndesarea unor porții de materiale granulare (piatră spartă, refuz de ciur, balast, etc). Fundațiile cu bulb se utilizează atât în terenuri normale cât și slabe când fundațiile cu talpă plană nu pot asigura transmiterea încărcărilor transmise de fundație.

Dimensiunile inițiale ale fundațiilor ștanțate se stabilesc în funcție de suprastructura construcției [8] natura terenului și de caracteristicile utilajului de ștanțare. Pentru realizarea fundațiilor de suprafață prin vibroștanțare dimensiunile uzuale sînt : baza mică 0,50 (0,80) x 0,50 (0,80) m și baza mare 0,80 (1,20) m x 0,80 (1,20) m înălțime de 0,50-1,20.

Dimensiunile definitive ale fundațiilor executate prin ștanțare se stabilesc prin calcule, dar mai ales ca urmare a încercărilor experimentale.

3.1.3. Elemente de talpă realizate prin vibroștanțare cu placă antirefulantă

Elementul de talpă cu placă antirefulantă și utilizarea acestuia ca element de fundație la construcțiile civile cu pereți portanți prefabricați cu regim de înălțime S+P+4E , care constituie unul din elementele de bază ale soluției de fundare ce constituie subiectul tezei, păstrează forma generală de trunchi de piramidă și este destinată în primul rînd fundării pe terenuri cu caracteristici mecanice superioare putînd fi folosită și în cazul terenurilor slabe, dar făcîndu-se bulb. Caracteristic acestei soluții este placa de la partea superioară (fig. 3.2) care are ca efect:

- împiedicarea refulării pământului în urma procesului de ștanțare, deci sporirea capacității portante ;

- mărirea suprafeței de rezemare a panourilor prefabricate;
- creșterea stabilității acestora

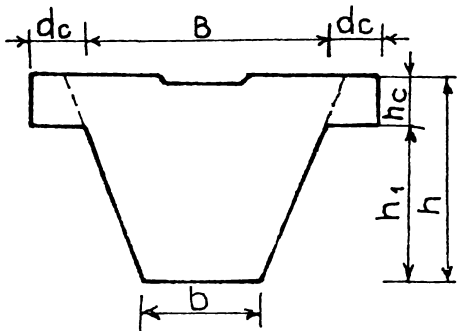


Fig.3.2. Element de talpă cu placă superioară.

Placa antirefulentă contribuie și la mărirea zonei de îndesare și în consecință are efect deosebit de favorabil, ținând cont că soluția de fundare pe elemente discontinue, care pe ansamblu se comportă ca o fundație continuă, se bazează pe întrepătrunderea zonelor de îndesare. Prin mărirea zonei de îndesare se poate mări distanța dintre elementele

discontinui (fig.3.3).

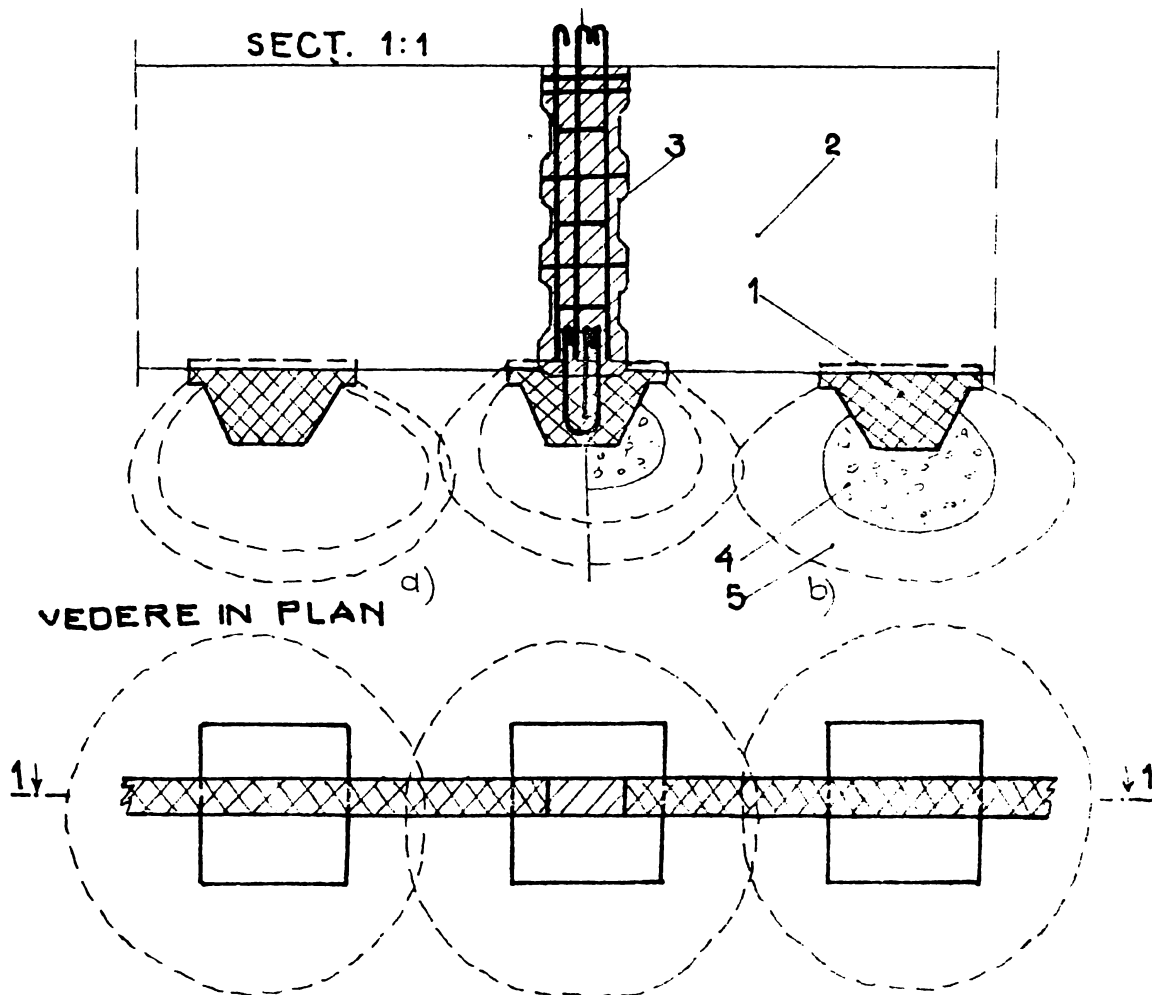


Fig.3.3. Zona de influență a elementelor de talpă : a) elemente de talpă fără bulb ; b) elemente de talpă cu bulb; 1. element de talpă; 2. elevație prefabricată; 3. monolitizare; 4. bulb; 5. zonă de îndesare.

3.2. STUDII CU PRIVIRE LA INCLINAREA OPTIMA A FEȚELOR LATERALE A ELEMENTELOR DE TALPA PIRAMIDALE REALIZATE PRIN ȘTANȚARE

Un loc important în cadrul studiilor teoretice și experimentale îl ocupă stadiul fenomenelor. Specific procesului de ștanțare, influența formei și a caracteristicilor geometrice asupra capacității portante a fundațiilor ștanțate [33, 85, 109].

După cum s-a arătat anterior forma specifică a fundațiilor ștanțate este cea de trunchi de piramidă cu bază mare sus, fiind diferită de a fundațiilor clasice care au în general o formă prismatică.

Configurația geometrică a fundațiilor ștanțate influențând favorabil modul de transmitere a încărcărilor de la fundație la teren a impus studii de optimizare a formei acestora, legate în-deosebi de unghiul de înclinare (α) al fețelor laterale.

În literatura de specialitate sovietică [33] se apreciază pe baza studiilor efectuate de V.K. Domokovski [82] că în cazul piloților piramidali, unghiul de înclinare al fețelor laterale trebuia să fie cuprins între $2^\circ \dots 12^\circ$.

Studii de optimizare a formei elementelor piramidale au fost efectuate și în R.S.R. [85] ajungându-se în genere la concluzii similare.

Studiile de optimizare a formei, în sensul optimizării unghiului de înclinare al fețelor laterale a fundațiilor vibroștanțate și în consecință a echipamentelor de vibroștanțare, s-au bazat pe relațiile de calcul ale capacității portante din condiția de plasticizare a terenului de fundare [8] pe baza schemei din fig. 3.4, și a următoarelor relații de calcul :

$$N = (\cos \alpha \cdot c + p \operatorname{tg} \varnothing \cos \alpha) A_{\varnothing} + p \sin \alpha A \quad (3.1)$$

$$s = \frac{2(1-2\mu)(1+\mu)}{E} c \left[P_{p\varnothing} \left(\frac{p+c \operatorname{ctg} \varnothing}{P_{p\varnothing} + c \cdot \operatorname{ctg} \varnothing} \right)^{\frac{2}{1-\xi}} - p \right] \quad (3.2)$$

$$c = \frac{1}{d^2} (d_b^2 \cdot h + 2 d_b h^2 \operatorname{tg} \alpha + \frac{3}{4} h^3 \operatorname{tg}^2 \alpha) \quad (3.3)$$

$$P_{p\varnothing} = \frac{2c \operatorname{ctg} \varnothing}{1 + \xi} - c \operatorname{ctg} \varnothing \quad (3.4)$$

în care :

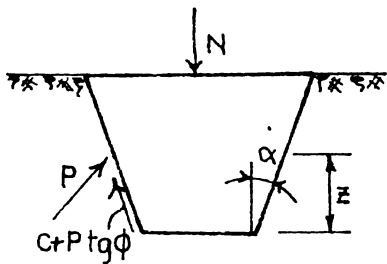


Fig. 3.4. Schemă de calcul.

N - capacitatea portantă a fundației ștanțate corespunzătoare criteriului de deformație impus ; S - tasarea fundației; c - coeziunea specifică; P_{pl} - presiunea de plasticizare a terenului în jurul elementului ; μ - coeficientul lui Poisson ; ϕ - unghiul de frecare interioară ; h - lungimea fundației ; p - efortul unitar de compresiune reactivă a terenului ;

- unghiul de înclinare al fețelor laterale ; A - aria laterală a elementului ; d_b și d_s - diametrele circulare echivalente ale bazelor colțarului ; E - modulul de deformație liniară a terenului ; C - coeficient de formă geometrică.

Pentru optimizarea formei elementelor de fundații ștanțate pe baza relațiilor 3.1....3.4 s-au luat în considerație următoarele trei criterii :

- a) criteriul de utilizare eficientă a elementului pe baza capacității portante specifice, definită ca raportul dintre capacitatea portantă (N) a fundației și volumul acesteia (V), adică N/V ;
- b) criteriul asigurării preluării încărcărilor transmise la nivelul fundațiilor pe baza capacității portante (N) ;
- c) criteriul de corelare a coeficientului C (specific elementului) cu posibilitățile tehnologice ale utilajului de ștanțare.

Pentru calculul numeric, pe baza criteriilor enunțate s-a elaborat un program de calcul electronic, în limbaj FORTRAN, cu două subrutine : "NEWKAT" , care determină presiunea p -relativă 3.0 pentru o tasare impusă și "DESEN" , care trasează graficele de variație ale capacității portante (N) și a celei specifice (N/V) în funcție de unghiul α și parametrii terenului (E , ϕ și c).

În program s-au introdus ca date de intrare parametrii μ , ϕ , c , E din STAS 3300-85, corespunzător următoarelor pământuri : praf argilos, argilă prăfoasă și argilă nisipoasă.

Studiul făcut [85] este mai general decât cel util autorului și anume, pentru trei valori ale tasării (S) : 0,5 cm, 4,0 cm, și 8,0 cm. Caracteristicile geometrice ale elementului pentru care

s-au făcut calculele sînt următoarele : baza mică 30x30 cm; lungimea : 0,5 ; 1,00 ; 3,00 și 4.00 m ; unghiul (α) de înclinare al fețelor laterale de la 3° la 60° cu pasul de 3°, iar dimensiunile bazei mari au rezultat în funcție de unghiul (α) și lungimea elementului.

În fig.3.5 și 3.6 se exemplifică pentru o situație de teren și tasare $s = 4,0$ cm, graficele de variație N (fig.35) și N/V (fig. 3.6) în funcție de unghiul α și lungimea H a elementului.

Studiul întreprins a permis autorului să extragă elemente utile pentru cercetările sale ajungînd la concluziile :

- stabilirea domeniului optim al unghiului de înclinare a fețelor laterale este în funcție de înălțimea fundației ;
- stabilirea domeniului optim al unghiului α , pentru o lungime dată este funcție de natura terenului ;

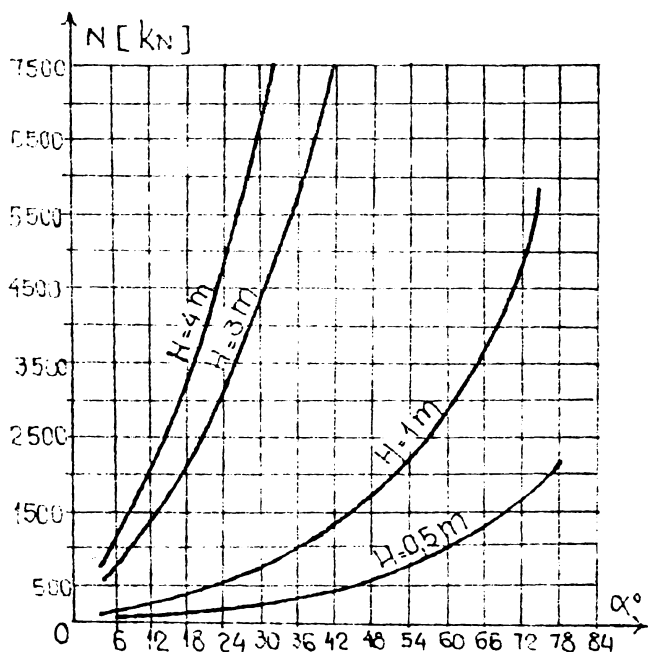


Fig.3.5. Grafice de variație a capacității portante(N)

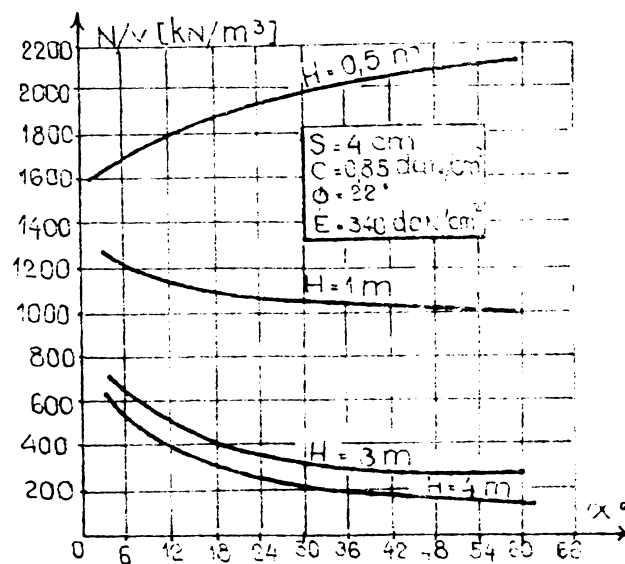


Fig.3.6. Grafice de variație a capacității portante specifice (N/V).

- stabilirea unei corelări între domeniul unghiului (α) și domeniul optimului secțiunii medii a fundației.

Adoptînd criteriul raportului între lungimea elementului și lățimea secțiunii medii (H/b_{med}) pentru clasificarea fundațiilor ștanțate și considerînd de mică adîncire pe cele cu $H/b_{med} \leq 1,5$ și de adîncime mijlocie cele cu $H/b_{med} > 1,5$, corespunzător celor trei criterii de prelucrare a rezultatelor numerice menționate an-

terior au rezultat aspectele ce se evidențiază în continuare :

a) Pentru criteriul de utilizare eficientă a elementului se recomandă valorile din tabelul 3.1 ceea ce aduce precizări suplimentare față de V.K. Domokovski [82].

Tabelul 3.1

Tip fundație	$\frac{H}{b_{med}}$	H	α_{opt}
de mică adâncime	$\geq 1,5$	0,5-1 m	$24^{\circ}-48^{\circ}$
de adâncime mijlocie	$< 1,5$	3-4 m	$3^{\circ}-18^{\circ}$

b) Pentru criteriul de preluare și transmitere a încărcărilor se constată că creșterea unghiului (α), conduce la creșterea capacității portante (N), unghiul de înclinare stabilindu-se în funcție de mărimea încărcării ce trebuie preluată, corelată cu înălțimea elementului impusă de natura terenului de fundare și fundare. Spre exemplificare, pentru caracteristicile terenului fig.3.5 și 3.6 și tasarea S= 4 cm, în obținerea unei capacități portante de 500 kN se pot folosi următoarele variante (tabelul 3.2).

Tabelul 3.2

N(m)	α°	N(KN)	N/V KN/m ³
0,5	48	500	1030
1	30	500	560
3	7	500	360
4	4	500	330

Deci, în funcție de natura terenului, nivelul de deformare acceptat și mărimea încărcării ce trebuie transmisă se poate stabili o corelație între înălțimea elementului (H), unghiul (α), capacitatea portantă specifică (N/V), astfel încât să fie asigurate atât preluarea încărcării cât și consumul rațional de beton în element.

c) Pentru criteriul posibilităților tehnologice ale utilajelor de ștanțare, este necesar să se ia în considerare faptul că

dimensiunile maxime ale bazei mari a echipamentelor de ștanțare (B_{max}) și implicit mărimile unghiului (α) sînt limitate de posibilitățile tehnologice ale utilajelor de ștanțare. Astfel în tabelul 3.3. se exemplifică domeniile de variație ale unghiului pentru utilaje aferente tehnologiilor de ștanțare prin vibroștanțare cu agregatul de vibropresiune AVP-1.

Tabelul 3.3

Lungimea H [m]	Valorile unghiului
	Vibroștanțare cu AVP - 1
0,5	$B_{max} = 80$ [cm] 15 - 20°
1	5 - 15°
3	4 - 6°
4	3 - 4°

Pentru categoriile de terenuri luate în studiu, prelucrarea rezultatelor prin prisma celor trei criterii, conduce concluzia folosită în tot studiul de către autor, că la elementele de mică adîncime ($a/b_{med} \leq 1,5$) pentru utilajul AVP-1 s-au obținut $\alpha_{opt} = 6.24^\circ$ și secțiunea medie optimă $S_{med opt} = 0,143-0,390 m^2$.

Prin corelarea celor trei criterii prezentate anterior într-o situație concretă de teren se realizează o formă optimă de echipament de ștanțare și în consecință a elementelor ștanțate, astfel încît să fie asigurată și transmiterea în condiții de siguranță și cu un consum minim de materiale la 1 KN capacitate portantă, proiectantul urmînd să stabilească dimensiunile fundațiilor executate prin vibroștanțare și să prezinte executantului datele necesare realizării acestora în caietul de sarcini.

Pe baza studiului de optimizare efectuat, pentru elementul de talpă conținut în soluția de fundare studiată în teză, s-au adoptat dimensiunile prezentate în fig.3.7.

Elementul studiat în cadrul tezei corespunde unui unghi de înclinare al fețelor laterale $\alpha = 24^\circ$ iar dimensiunile optimizate permit o utilizare eficientă a fundațiilor din punct de vedere al transmiterii încărcărilor și a consumului de materiale.

3.3. ASPECTE CU PRIVIRE LA INCERCĂRILE EXPERIMENTALE FĂCUTE PE ELEMENTE DE TALPA

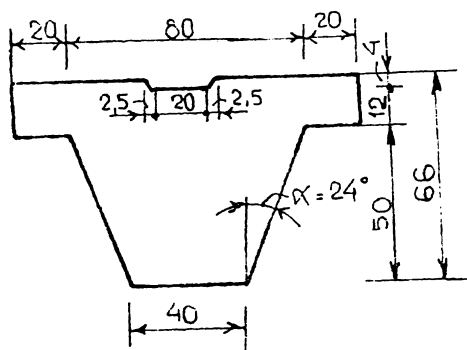


Fig. 3.7. Element de talpă cu placă antirefulantă rezultată din calculele de optimizare a unghiului.

3.3.1. Modelele experimentale studiate proiectate și scopul încercărilor lor.

Modelele experimentale (la scară redusă) studiate în condiții de laborator au fost realizate pentru o construcție S+P+4E cu pereți portanți proiect tip T 770 secțiunea Pb₂. Structura construcției pentru care s-a studiat varianta de fundare pe fundații discontinue și născută are infrastructura realizată din elemente

ștanțate pe care descarcă elevațiile prefabricate ale subsolului realizate din panouri mari sau celule spațiale cu elemente plane de legătură între celulele spațiale (fig. 3.8).

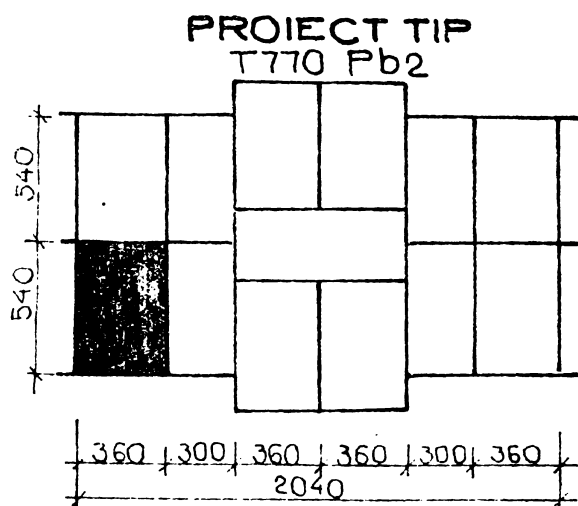


Fig. 3.8. Secțiune orizontală proiect T770 secțiunea Pb₂.

Caracterul de nouă soluției de fundare studiate de autor constă în faptul că fundațiile continue, specifice acestui tip de structură, au fost înlocuite cu fundații discontinue realizate prin vibroștanțare iar în realizarea structurii subsolului se folosesc fie celule spațiale și elemente plane de legătură între acestea, fie elevații plane nonolitizate prin stâlpișori de legătură (vezi anexa 2).

Schimbarea sistemului de rezemare a panourilor prefabricate din continuu în discontinuu a impus studii pe elementele de talpă în care s-a urmărit obținerea fundațiilor și a panourilor prefabricate în noua schemă de re-

zolare a acestora.

Încercările experimentale de laborator au urmărit studiul următoarelor aspecte :

- studiul capacității portante a elementelor de talpă stantate ;
- studiul fenomenelor specifice procesului de ștanțare legate de zona de îndesare și distribuția eforturilor în pământ ;
- comportarea panourilor și a elementelor spațiale avînd în vedere rezemarea discontinuă a acestora, aspect ce se va prezenta în capitolul 4 al lucrării.

Pentru studiul aspectelor enumerate mai sus s-au realizat modele de elemente de talpă (fundații model) , elevații plane și celule spațiale la scară 1:4. Pentru realizarea modelelor s-a utilizat un beton marca B 250, similar celor folosite în suprastructură.

Studiul capacității portante a fundațiilor discontinue realizate prin vibroștanțare a fost studiat comparativ cu capacitățile portante a fundațiilor realizate în gropi săpate (tehnologia clasică), urmărindu-se și punerea în evidență a diferențelor (de ordinul) de capacitate portantă pe care îl aduce forma fundației, îndesarea terenului de fundare în urma procesului de ștanțare și apariția zonei îndesate în jurul și sub baza fundației.

Încercările de capacitate portantă au fost efectuate în trei stări de îndesare a nisipurii folosite (afînat, îndesat și înlesat).

Pentru încercări au fost realizate 5 tipuri de modele (fundații) experimentale ale căror dimensiuni sînt prezentate sintetic în fig.3.9. În aceeași figură se indică și tehnologia de realizare a gropii de fundație (S- săpat și ștanțat, St_g - ștanțat cu bulb), precum și categoria de teren (A- afînat, B - îndesare medie, I - înlesat).

Au fost efectuate următoarele încercări :

- 54 de încercări pe elemente de talpă de diferite forme, și în diferite condiții de teren și condiții de realizare a gropii de fundație ;
- 2 încercări pe modele de panouri de elevații plane longitudinale (lungime 1,65 m, înălțime 45 cm, și grosime 4 cm), rezemate pe 3 elemente de talpă ;

- 2 încercări pe modelele de elevații plane transversale (lungime 1,20 m, înălțime 45 cm și grosime 4 cm) rezemate pe două elemente de talpă;

M1		M2		M3		M4		M5	
spațiul fundat.	cațea teren	spațiul fundatiei	cațea teren	spațiul fundatiei	cațea teren	spațiul fundat.	cațea teren	spațiul fundatiei	cațea teren
săpat	afinat (2) mediu (2) îndesat (2)	săpat	afinat (2) mediu (2) îndesat (2)	săpat	afinat (2) mediu (2) îndesat (2)	săpat	afinat (2) mediu (2) îndesat (2)	săpat	afinat (2) mediu (2) îndesat (2)
șantat	afinat (2) mediu (2) îndesat (2)	șantat	afinat (2) mediu (2) îndesat (2)	șantat	-	șantat	-	șantat	-
șantat cu bulb	afinat (2) mediu (2) îndesat (2)	șantat cu bulb	afinat (2) mediu (2) îndesat (2)	șantat cu bulb	-	șantat cu bulb	-	șantat cu bulb	-

in garanțe se trec numărul de încercări

Fig.3.9. Modelele experimentale studiate

- o încercare pe o celulă spațială rezemată discontinuu pe 6 elemente de talpă ;

Încercările pe elemente de elevație, se prezintă în capitolul următor.

3.3.2. Standul de încercare utilizat

Pentru stadiul unor probleme legate de dimensiunile zonei de îndesare, ale bulbului și pentru unele încercări de capacitate portantă, s-a folosit o cutie paralelipipedică cu dimensiunile 100x150x100 cm fig. 3.10 la care unul din pereții longitudinali a prezentat o porțiune transparentă.

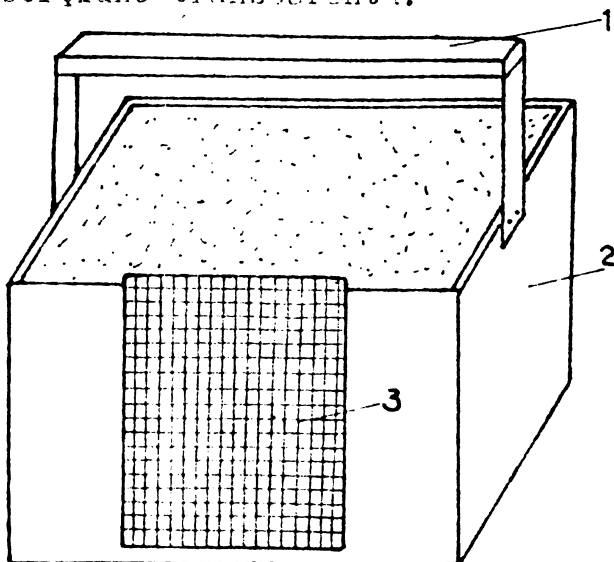


Fig.3.10. Stand de încercare.
1. cadru metalic; 2. cutie metalică; 3. perete transparent.

Peretele transparent a fost realizat din sticlă de 16 mm grosime și încrețit cu un covoraș cu rețeaua de 20x20 cm. Peretele transparent a permis să se facă relevele zonelor de îndesare ce apar în jurul bulbului de fundație în urma șantării și măsurarea dimensiunilor bulbului creat la baza fundației.

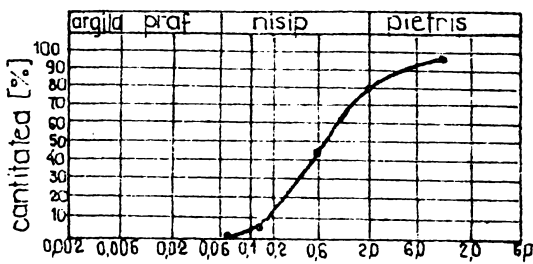
Pentru efectuarea încercărilor de capacitate portantă a fost montat un cadru metalic

pe care să rezene presa.

3.3.3. Terenul de fundare și tehnologiile de executare a gropilor de fundații

Terenul de fundare în care s-au efectuat încercările de laborator a fost constituit din nisip uscat introdus în standul menționat.

În urma efectuării analizei granulometrice (fig.3.11) a rezultat următoarea compoziție :



- nisip fin 8,6 % ;
- nisip mijlociu 34,3 %;
- nisip mare 39,6 % ;
- pietriș 18 %.

În urma calculării gradului de neuniformitate, rezultă $U_n = \frac{0,77}{0,22} = 3,5 < 5$, (deci un nisip uniform) , în care s-au efectuat încercările.

Fig.3.11. Curba granulometrică.

Pentru aprecierea stării

de îndesare s-a determinat gradul de îndesare folosindu-se următoarele metode :

- metoda cu ștanța ;
- penetrarea dinamică .

Pentru determinarea gradului de îndesare prin metoda cu ștanța s-a folosit o ștanță avînd următoarele caracteristici : volumul 58,275 cm³ și greutatea 69 g.

Înainte de fiecare încercare s-au recoltat 3 probe cu ștanța la diferite adîncimi. Greutatea volumică s-a determinat pe baza relațiilor :

$$\rho_d = \frac{m_1 - m}{V} \quad (3.5)$$

$$\delta_d = \frac{m_1 - m}{V} \cdot q = \rho_d \cdot 9,81 \quad (3.6)$$

în care : m_1 - masa ștanței cu pămînt în g ; m - masa ștanței goală în g ; V - volumul ștanței în cm³.

Determinarea gradului de îndesare pe baza greutății volumice s-a făcut prin utilizarea diagramei etalon prezentată în fig.3.12.

Determinarea gradului de îndesare prin penetrare dinamică s-a făcut prin utilizarea unui penetrometru dinamic

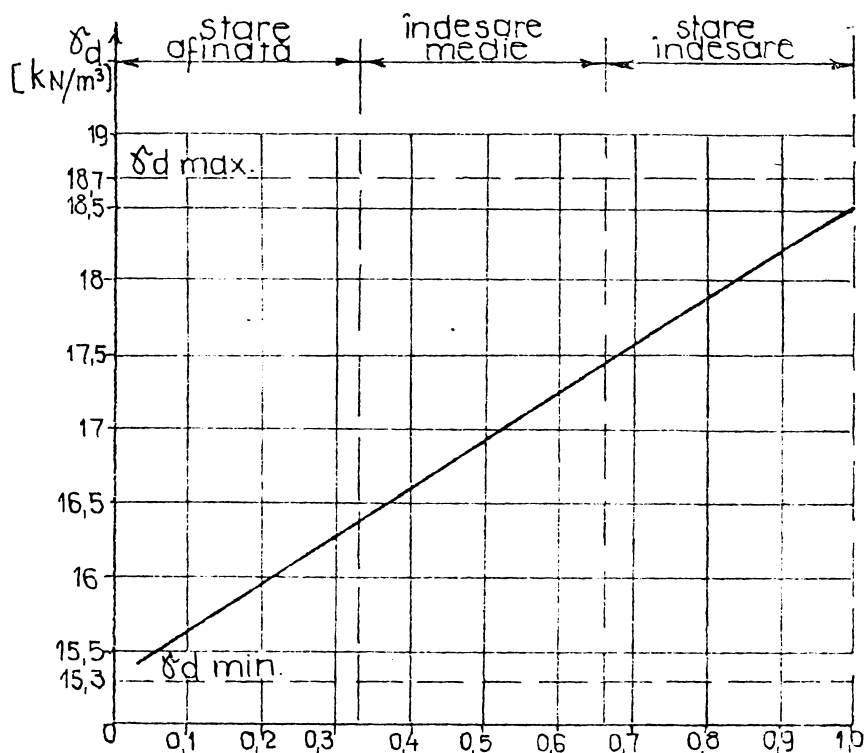


Fig. 3.12. Diagramă etalon pentru determinarea gradului de îndesare.

de laborator pentru încercările efectuate în teren afînat și mediu îndesat și penetrometrul dinamic ușor (PDU) pentru încercările efectuate în teren îndesat.

Equivalența dintre penetrometrul de laborator și penetrometrul dinamic ușor s-a făcut pe baza

următoarelor relații :

$$R_d = \frac{K}{e} \quad (3.7)$$

$$e = \frac{1}{A} \frac{G_1^2 \cdot h}{n(G_1 + G_3)} \quad (3.8)$$

$$e = \frac{l_0}{N_{l_0}} \quad (3.9)$$

în care : R_d - rezistența dinamică ; K - raportul dintre lucrul mecanic specific la P.D.U și cel de la penetrometrul de laborator.

Pentru studiul comparativ al capacității portante a elementelor de talpă piramidale realizate prin ștanțare, s-au făcut încercări în trei categorii de terenuri (afînat, mediu, și îndesat).

Pentru realizarea unei stări afînate a nisipului din stare, acesta a fost introdus în ladă prin lozitare, fiind lăsat să se

de la 50 cm, înălțime (practic menținută constant) apoi a fost compactat în straturi de 50 cm prin bătăre cu un mai ușor.

Pentru realizarea unei stări de îndesare medie ($I_D=33.66\%$) nisipul a fost introdus în ladă în straturi de 15-25 cm și compactat prin vibrare timp de 30-45 secunde prin intermediul unei plăci acționate de instalația de vibrare percuzie model ME VPP-6 din dotarea catedrei.

Pentru realizarea unei stări îndesate ($I_D > 66\%$) straturile de 10-15 cm au fost compactate timp de 45-60 secunde.

Pentru a determina cantitativ sporul de capacitate portantă datorat modificărilor indicilor de structură ca urmare a ștanțării și a formei elementelor ștanțate au fost realizate mai multe modalități de realizare a gropii fundației și anume :

- gropi săpate ;
- gropi ștanțate ;
- gropi ștanțate cu bulb de material granular la baza fundației ;

Pentru realizarea gropilor săpate s-a folosit o mistrie cu forma de cupă inversă. După realizarea gropii s-a introdus fundația (elementul de talpă) prefabricată. Această variantă ar corespunde unor modele de fundații clasice realizate în gropi săpate.

Gropile ștanțate cu și fără bulb au fost realizate prin vibroștanțare cu con vibromai (proiectat de autor pentru scopul propus) de forma și dimensiunile fundației introdus în teren prin vibropercuzii. În golul astfel creat s-a introdus fundația prefabricată. Pentru crearea bulbului după operația de ștanțare a gropii au fost introduse părți de material granular care au fost îndesate prin reștanțarea gropii de fundație.

3.3.4. Instalația de vibroștanțare folosită în studiu.

Executarea gropilor de fundații prin vibroștanțare presupune realizarea acestora prin introducerea în teren a maiului sub acțiunea vibrării, vibropresării, vibropercuziei sau vibropercuzie cu presare.

Având în vedere că principalul utilaj vibratoare utilizate în R.S.România la vibroștanțarea gropilor de fundații și la în-

bunătățirea terenurilor cu ploturi vibrostanțate, este utilajul de tip AVP-S, s-a folosit un model de vibropresare - percucie MEVPP-S (existent în catedră) avînd generatorul de vibrații în relații de similitudine cu generatoarele de vibrații ale utilajului AVP-1.

Utilajele AVP-1 lucrează în trei variante de așezare a maseilor excentrice, cărora le corespund trei valori ale momentelor statice și în consecință 3 valori ale amplitudinii forței perturbatoare. Pentru a realiza și pe model cele trei trepte ale momentului static, respectiv ale forțelor perturbatoare calculul modelului (ce nu face parte din cercetările autorului) a fost făcut în toate trei situațiile de lucru ale utilajului AVP-1, autorul prezentînd în tabelul 3.4, valorile parametrilor folosiți la vibrostanțările făcute.

Tabelul 3.4

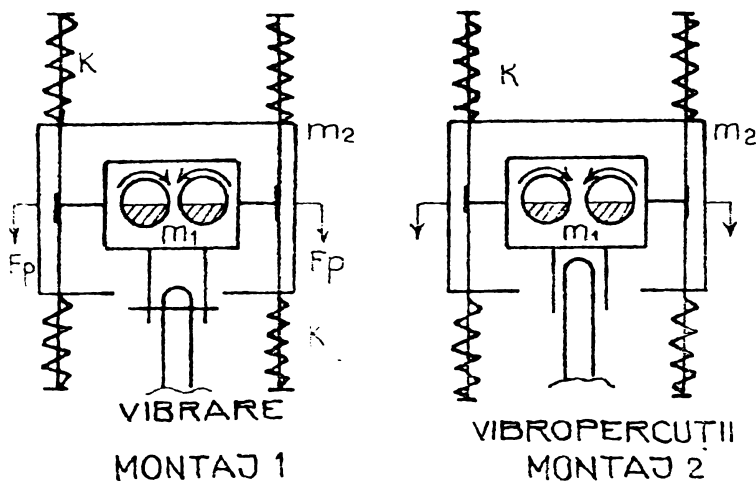
Nr. crt.	Parametrul	U.L.-	AVP-1	MEVPP-1	Raport de scară între parametrii
1	Masa vibrației m	kg.	161,2	51,27	$S_m = 31,23$
2	Masa statică m_s	Kg	2502,4	80,12	$S_m = 31,23$
3	Turația, n	$\frac{\text{rot}}{\text{min}}$	700	$n_1=1052$	$S_t = 1,502$
4	Forța perturbatoare P_o	N	$P_o = 122203$	$P_o = 6887$	$S_p = 31,23$
5	Moment static al excentricilor M_S	N cm	2090	56,74	$S_m \cdot S_l = 36,83$
6	Forța de apă-sare F	N	11000	384	$S_F = 31,23$

Modelul de laborator MEVPP-1 permite utilizarea a două scheme cinematice de bază : vibrare și vibropercucie (fig.3.13) folosindu-se vibropercucia.

Modelul de laborator MEVPP-S este compus din următoarele subansambluri :

- generator de vibrații ;
- motor de antrenare mase excentrice ;
- arcurile (K) ;
- lunetare de ghidaj (pe care culisează generatorul de vibrații) ;

- traliu de ridicare a ansamblului generator-motor - cadru - element.



Intrucît nu s-au făcut decît studii de tehnologii adoptîndu-se modelul menționat, nu se insistă pe prezentarea acestuia în detaliu.

Fig. 3.13. Model experimental de vibrație-percuție (MEVPP-1). (Scheme de funcționare).

3.4. STUDII EXPERIMENTALE PENTRU DETERMINAREA CAPACITĂȚII PORTANTE A ELEMENTELOR DE TALPA

3.4.1. Aspecte generale

În ideea încercărilor făcute pentru stabilirea unor relații de calcul natural pornește de la încercări experimentale de capacitate portantă efectuate pe cele cinci tipuri de modele de fundații prezentate anterior, încercări efectuate în trei categorii de terenuri (afânat, mediu îndesat și îndesat), încercări făcute în trei variante de execuție a gropii de fundare (gropă ștanțată, gropă ștanțată cu bulb și gropă săpată), urmărindu-se determinarea și compararea cantitativă a sperului de capacitate portantă pe care îl au fundațiile ștanțate (model M_1 și M_2) în raport cu elementele de valoare realizate prin tehnologii clasice (modelele M_3 , M_4 și M_5).

În studiile experimentale s-a mai urmărit și compararea în condiții similare de teren a capacității portante a elementelor de talpă ștanțate de tip M_1 și M_2 , pentru a evidenția efectul alieii centirefulente (introdusă ca o soluție nouă de către autor și

contribuția acestuia în amplificarea efectului de ștanțare, care constă în mărirea caracteristicilor de rezistență ale terenului de fundare.

Dimensiunile modelelor de elemente de talpă pentru care s-a făcut studiul de capacitate portantă sînt prezentate în fig.3.14.

Metodologia de încercare a constat în realizarea gropii de fundație în varianta săpată, ștanțată sau ștanțată cu bulb, introducerea fundației în groapa de fundație și efectuarea încercărilor statice de probă.

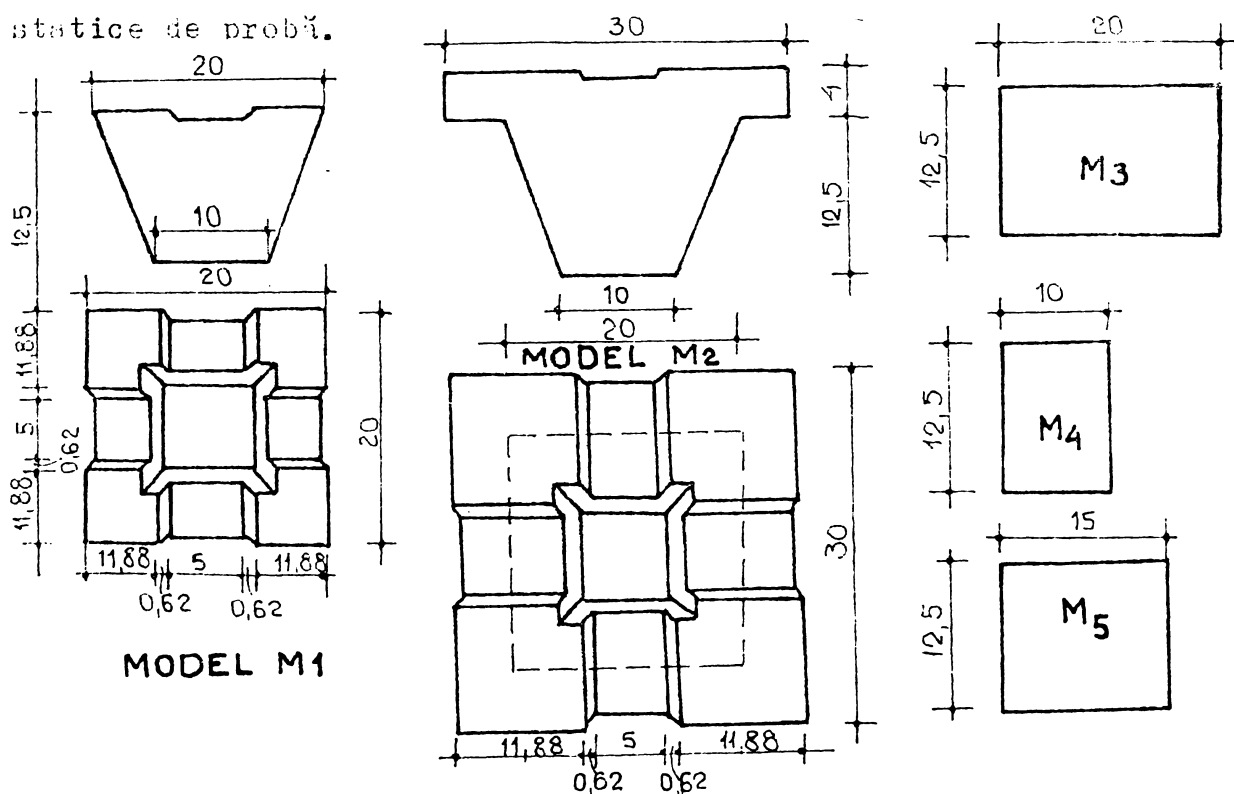


Fig.3.14. Modele de fundații studiate: M_1 - fundație trunchi de piramidă; M_2 - fundație trunchi de piramidă cu placă antișefulantă; M_3 , M_4 , M_5 - fundații prismatice.

Pentru efectuarea încercărilor statice de probă, s-a utilizat o presă hidraulică de 30 t.f, iar pentru măsurarea tasărilor elementelor de talpă sub încărcare s-au utilizat microcomparatoare cu precizia de 0,01 mm.

Efectuarea încercărilor și înregistrarea rezultatelor, s-a făcut în conformitate cu STAS 8942/3-84.

3.4.2. Studii experimentale pe modele de talpă în teren în stare afînată

Starea de îndesare afînată a nisipului din standul de încercare a fost realizată după cum s-a arătat la punctul 3.2 și a fost

verificată pentru fiecare încercare prin recoltare de probe cu ștanță și prin penetrare dinamică cu penetrometrul dinamic de laborator.

Pentru modelele de elemente de talpă realizate prin ștanțare pentru evidențierea îndesării care se produce în terenul de fundare în urma operației de ștanțare au fost efectuate penetrări și după ștanțarea gropilor de fundare.

3.4.2.1. Încercări pe modele de talpă executate în gropi săpate

Metodologia de încercare a constat în execuția gropii de fundatie cu ajutorul unei mistrii, introducerea elementului de talpă prefabricat (model $M_1 \dots M_5$) și efectuarea încercării statice de probă.

Pe baza diagramelor de penetrare ale penetrărilor efectuate cu penetrometrul dinamic de laborator pentru verificarea stării de îndesare, a nisipului din stand s-a realizat o diagramă de penetrare medie prezentată în fig. 3.15.

Pentru fiecare tip de model de talpă au fost realizate câte două încercări.

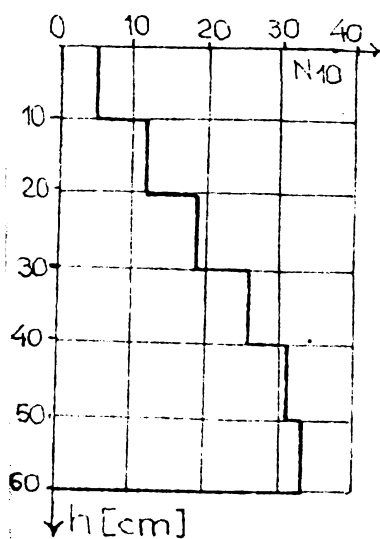


Fig. 3.15. Diagramă de penetrare dinamică (v. l. ori medii)

Curbele de încărcare - tasare pentru fiecare tip de element și tabelele de înregistrare a datelor au fost întocmite în conformitate cu prevederile STAS 8942/84.

Rezultatele încercărilor statice de probă efectuate sînt prezentate în tabelele 3.5...3.9.

Tabelul 3.5

Rezultatele încercărilor statice de probă pentru modelul M_1

Nr. crt	Încercarea 1		Încercarea 2		S. med (cm)
	F [daN]	S med (cm)	F [daN]	S med (cm)	
1	110,4	0,795	110,4	0,915	0,155
2	220,8	0,985	220,8	1,24	1,114
3	331,2	1,525	331,2	1,724	1,204
4	441,6	2,42	441,6	2,60	1,31
5	552	cedare	552	cedare	cedare

Rezultatele încercărilor statice de probă pentru modelul M_2

Tabelul 3.6

Nr. crt	Încercarea 1		Încercarea 2		S _{med} tot (cm)
	F (daN)	S _{med} (cm)	F (daN)	S _{med} (cm)	
1	110,4	0,2	110,4	0,12	0,16
2	220,8	0,23	220,8	0,23	0,23
3	331,2	0,335	331,2	0,345	0,34
4	441,6	0,5	441,6	0,48	0,49
5	552	0,68	552	0,555	0,617
6	662,4	0,89	662,4	0,65	0,77
7	772,8	1,15	772,8	0,845	0,997
8	883,2	1,365	883,2	0,98	1,172
9	993,6	1,72	993,6	1,13	1,425
10	1104	2,015	1104	1,23	1,5225
11	1214,4	2,35	1214,4	1,45	1,9
12	1324,8	2,80	1324,8	1,725	2,26
13	1435,2	cedare	1435,2	1,97	-
14	-	-	1545,6	2,23	-
15	-	-	1656	2,505	-

Rezultatele încercărilor statice de probă pentru modelul M_3

Tabelul 3.7

Nr. crt	Încercarea 1		Încercarea 2		S _{med} tot (cm)
	F (daN)	S _{med} (cm)	F (daN)	S _{med} (cm)	
1	110,4	0,525	110,4	0,56	0,542
2	220,8	0,835	220,8	0,72	0,777
3	331,2	1,185	331,2	1,105	1,145
4	441,6	cedare	441,6	cedare	-

Rezultatele încercărilor statice de probă pentru modelul M_4

Tabelul 3.8

Nr. crt	Încercarea 1		Încercarea 2		S _{med} tot (cm)
	F (daN)	S _{med} (cm)	F (daN)	S _{med} (cm)	
1	110,4	0,71	110,4	0,89	0,8
2	220,8	1,21	220,8	1,45	1,33
3	331,2	cedare	331,2	cedare	-

Modelului M_2 un spor de 150 % ;

Pe baza datelor cuprinse în tabelele 3.5....3.9 și a valorilor tasărilor medii pentru două încercări au fost trasate curbele de încărcare - tasare prezentate în figura 3.16.

Analizând toate datele din tabelele 3.5....3.9 și din traseul din figura 3.16, s-a dovedit drept corect riu de comportare depășită pentru turul de se constată următoarele aspecte:

- cea mai bună comportare sub aspectul capacității portante o are elementul de talpă de tip M_2 ;

- elementul de talpă M_2 prezintă în raport cu modelul M_1 un spor de capacitate portantă de 225%, iar în raport cu modelul M_3 (fundatie prismatică cu secțiunea egală cu secțiunea medie a modelului M_2) un spor de 150 % ;

Rezultatele încercărilor statice pentru modelul M_5

Tabelul 3.9

Nr. crt.	Încercarea 1		Încercarea 2		Tot S_{med} (cm)
	F [daN]	S_{med} (cm)	F [daN]	S_{med} (cm)	
1	110,4	0,705	110,4	0,605	0,655
2	220,8	1,245	220,8	0,995	1,12
3	331,2	cedare	331,2	cedare	-

- elementul de talpă de tip M_1 prezintă, în raport cu modelul M_5 , (fundăție prismatică cu secțiunea egală cu secțiunea medie a modelului

M_1) un spor de capacitate portantă de 54;

- se poate aprecia analizând curbele de încărcare ale modelelor M_1 și M_2 cu cea a modelului M_5 (fundăție prismatică cu secțiunea egală cu baza mică a modelului M_1 și M_2) că :

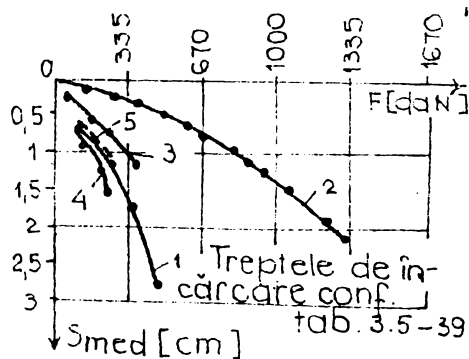


Fig. 3.16. Curbe de încărcare-tasare, pentru modelele 1...5. reduse pentru toate modelele.

- modelul M_1 transmite 64 % pe bază și 36 % prin suprafețele înclinate ;
- modelul M_2 transmite 21 % pe bază și 79 % prin suprafețele înclinate și placă antirefulanță.

Pe ansamblul încercărilor efectuate în teren afânat în gropi săpate, se constată că valorile capacității portante (pentru $b = 1$ cm) sînt

Încercările arată că prezența plăcii antirefulante (M_2) are un rol deosebit în comportarea fundației ștanțate aspect util cînd peste fundațiile ștanțate nu sînt executate radiere.

Pentru categoria de teren slab, se poate afirma că forma trunchi de piramidă (M_1), în condițiile realizării gropii în varianta săpată, practic nu prezintă avantaje față de forma prismatică.

3.4.2.2. Încercări pe modele de talpă executate în gropi ștanțate (fără bulb)

Metodologia de efectuare a încercărilor a constat în vizarea ștanțarea gropilor de fundații, introducerea fundației pre-

prefabricate în groapa ștanțată și efectuarea încercării statice de probă propriu-zise.

Pentru ștanțarea gropii de fundație s-a utilizat un vibrator de forma și dimensiunile fundației prefabricate. Vibroștanțarea s-a realizat prin vibropercuții, cu ajutorul modelului de vibrator cutie KEVPP-1, ale cărui caracteristici tehnice sînt prezentate la punctul 3.3.

Starea de îndesare înainte de ștanțare, după ștanțare și după efectuarea încercării statice de probă s-a făcut prin penetrație. Diagramele de penetrare medii sînt prezentate în figura 3.17.

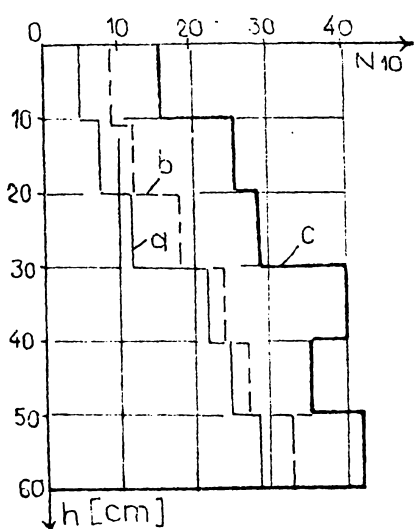


Fig. 3.17. Diagrame de penetrare medii a) înainte de ștanțare; b) după ștanțare; c) după încercare.

Penetrările după ștanțare și după încărcarea statică au fost executate în fundul gropii ștanțate.

Pentru încercările efectuate în această variantă, de realizare a gropilor de fundații s-au folosit numai elementele de talpă tip M_1 și M_2 .

Centralizarea rezultatelor încercărilor statice de probă este făcută în tabelul 3.10 și 3.11.

Pe baza datelor din tab.

3.10 și 3.11 s-au construit curbele de încărcare-tasare prezentate în fig. 3.18. (curbe medii rezultate din încercări).

Din analiza datelor din tabelul 3.10 și 3.11 și a diagramelor prezentate în figura 3.18 rezultă că încercările efectuate în teren sînt la modelele de talpă tip M_1 și M_2 introduse în gropi ștanțate fără bulb, adoptînd drept cîștig al de deformare, tasarea $S=1,25$ cm corespunzătoare la $1/10$ din înălțimea secțiunii medii a elementelor de talpă se evidențiază următoarele aspecte:

- modelul de tip M_1 are o capacitate portantă de 650 daN, iar modelul de tip M_2 de 1670 daN;
- sporul de capacitate portantă al modelului de tip M_2 în raport cu modelul de tip M_1 este de 156 %;
- din analiza penetrărilor efectuate înainte și după ștanțare se constată că în urma procesului de ștanțare are loc o în-

desare a terenului din jurul și de sub elementul de talpă.

Model M_1

Tabelul 3.10

Nr. crt.	Incercarea 1		Incercarea 2		tot S_{med} (cm)
	F [daN]	S_{med} (cm)	F [daN]	S_{med} (cm)	
1	220,8	0,09	220,8	0,09	0,09
2	441,2	0,44	441,6	0,24	0,34
3	552	1,31	552	0,28	0,796
4	662,4	2,20	662,4	0,805	1,501
5	717	cedare	772,8	cedare	cedare

3.4.2.3. Incercări de elemente de talpă ancorate în gropi ștanțate cu bulbi

Pentru a

grupă de încercări metodologică în încercare a constat în ștanțarea gropii, realizarea bulbului din materiale granulare, introducerea elementului de talpă prefabricat (tip M_1 sau M_2) și efectuarea încercării statice de probă. Ștanțarea gropii de fundație s-a făcut în același mod ca la încercările prezentate la tabel 3.4.2.2, iar pentru realizarea bulbului în salub la baza gropii de fundație s-a procedat la umplerea gropii ștanțate cu bulbi și

Model M_2

Tabelul 3.11

Nr. crt.	Incercarea 1		Incercarea 2		tot S_{med} [cm]
	F [daN]	S_{med} (cm)	F [daN]	S_{med} (cm)	
1	552	0,03	552	0,05	0,04
2	828	0,15	828	0,185	0,167
3	1104	0,37	1104	0,48	0,425
4	1324,8	0,575	1324,8	0,69	0,632
5	1545,4	0,28	1545,4	0,915	0,897
6	1821,6	2,025	1821,6	1,63	1,827
7	2057,5	cedare	2057,5	cedare	cedare

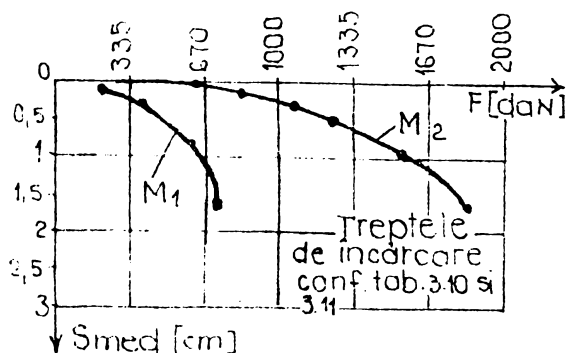


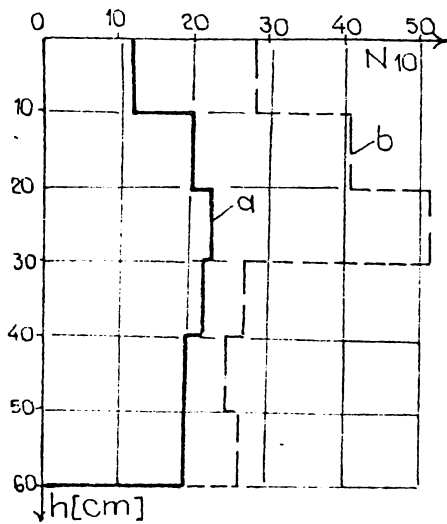
Fig. 3.18. Curbe de încărcare-tăsare medii

ștanțarea acesteia.

Starea de îndesare afinată a fost verificată prin penetrare, diagramă medie fiind prezentată în figura 3.19.

După ștanțarea și realizarea bulbului pentru a se evidenția îndesarea care apare în urma ștanțării, au fost efectuate penetrații în masa ștanțată (curba b).

Pentru fiecare tip de element de talpă (M_1 sau M_2) au fost



Modelul M_1

Tabelul 3.12

Nr. crt.	Încercarea 1		Încercarea 2		tot S_{med} [cm]
	F [daN]	S_{med} (cm)	F [daN]	S_{med} (cm)	
1	220,8	0,02	220,8	0,05	0,07
2	441,6	0,07	441,6	0,11	0,18
3	662,4	0,175	662,4	0,2	0,375
4	883,2	0,425	883,2	0,154	0,579
5	993,6	0,655	993,6	0,821	0,916
6	1104	1,05	1104	1,24	1,39
7	1214,4	cedare	1214,4	cedare	cedare

Fig. 3.19. Diagrame de penetrare medii. a) înainte de ștanțare; b) după ștanțare prin bulb.

efectuate câte două încercări, rezultatele măsurătorilor fiind prezentate în tabelele 3.12 și 3.13.

Modelul M_2

Tabelul 3.13

Nr. crt.	Încercarea 1		Încercarea 2		tot S_{med} [cm]
	F [daN]	S_{med} (cm)	F [daN]	S_{med} (cm)	
1	552	0,06	552	0,08	0,07
2	883,2	0,096	883,2	0,13	0,112
3	1159,2	0,135	1159,2	0,19	0,162
4	1380	0,165	1380	0,26	0,212
5	1656	0,25	1656	0,325	0,287
6	1932	0,405	1932	0,435	0,42
7	2208	0,60	2208	0,735	0,667
8	2484	1,01	2484	1,105	1,05
9	2760	cedare	2760	cedare	cedare

Curbele de încărcare - tasare medii sînt prezentate în figura 3.20.

Pe baza diagramelor din figura 3.20 se constată, că pentru elementele de talpă de tip M_1 și M_2 în gropi ștanțate cu bulb, realizate în teren afînet, că ele-

mentul de tip M_2 are, pentru nivelul de deformație ales ($S = 1,05$ cm),

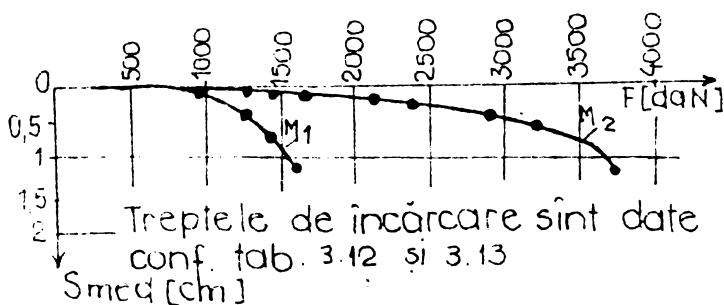


Fig. 3.20. Curbe de încărcare-tasare medii
1) Modelul M_1 ; 2) Modelul M_2

M_1 este de 133%.

3.4.3. Studii experimentale pe modele de talpă în terenuri mediu îndesate

Starea de îndesare medie a fost realizată prin introducerea în stand a nisipului în straturi de 20-25 cm și compactarea acestora prin vibrare cu ajutorul instalației MEVPP-1, timp de 30-45 s.

Verificarea gradului de îndesare obținut și încadrarea acestuia în limitele 0,33-0,66 corespunzătoare terenurilor mediu îndesate s-a făcut prin penetrare dinamică. În fig. 3.21 sînt prezentate două diagrame de penetrare care arată o bună omogenitate a compactării.

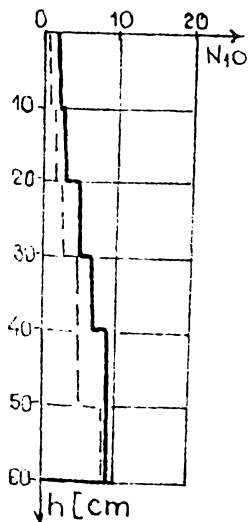


Fig.3.21. Diagrame de penetrare.

Diagramele de penetrare efectuate pentru fiecare grupă de încercări au prezentat variații asemănătoare celei din fig.3.21, ceea ce a ilustrat că încercările s-au efectuat în condiții de teren aproximativ identice.

3.4.3.1. Încercări pe elemente de talpă executate în gropi săpate.

Rezultatele încercărilor efectuate pentru fiecare tip de model și calculul tasării medii sînt prezentate sintetic în tabelele 3.14.....3.18.

Pe baza acestor tabele s-au întocmit curbele de încărcare-tasare pentru fiecare tip de model. Metodologia de execuția a încercărilor este identică cu cea a încercărilor efectuate în teren afînat.

Curbele de încărcare-tasare pentru cele 5 tipuri de modele studiate sînt prezentate în fig. 3.22.

Pe baza încercărilor de capacitate portantă efectuate pe modele de fundații în gropi săpate, realizate în teren mediu îndesat, au rezultate pentru o tasare de 1 cm, următoarele capacități portante: 750 daN pentru M_1 ; 3000 daN pentru M_2 ; 1000 daN pentru M_3 ; 250 daN pentru M_4 și 700 daN pentru M_5 .

Model M_1 Tabelul 3.14

Nr. crt.	Încercarea 1		Încercarea 2		$S_{t \text{ med}}$ (cm)
	F [daN]	S_{med} (cm)	F [daN]	S_{med} (cm)	
1	220,8	0,11	220,8	0,125	0,117
2	441,6	0,485	441,6	0,44	0,462
3	-	-	552	0,60	-
4	662,4	0,855	662,4	0,76	0,812
5	772,8	1,00	772,8	0,95	0,975
6	883,2	1,23	883,2	1,44	1,335
7	993,6	1,515	993,6	1,76	1,642
8	1104	1,765	1104	2,4	2,052
9	1214,4	2,345	1214,4	2,62	2,482
10	1324,8	2,725	1324,8	3,535	3,16
11	1435,2	3,211	1435,2	3,96	3,585
12	1545,6	3,67	1545,6	4,55	4,11
13	1656	4,535	1656	5,05	4,792
14	1766,4	cedare	-	-	-

Model M_2 Tabelul 3.15

Nr. crt.	Încercarea 1		Încercarea 2		S_{med} (cm)
	F [daN]	S_{med} (cm)	F [daN]	S_{med} (cm)	
1	276	0,145	276	0,175	0,16
2	552	0,215	552	0,23	0,2225
3	828	0,275	828	0,31	0,292
4	1104	0,33	1104	0,365	0,347
5	1380	0,385	1380	0,405	0,385
6	1656	0,415	1656	0,445	0,43
7	1932	0,475	1932	0,485	0,46
8	2208	0,525	2208	0,595	0,575
9	2484	0,635	2484	0,75	0,692
10	2760	0,745	2760	0,905	0,825
11	3036	0,91	3036	1,13	1,02
12	3312	1,12	3312	1,155	1,237
13	3588	1,70	3588	cedare	-
14	3864	cedare	-	-	-

Analizînd

aceste valori se constată următoarele aspecte:

- elementul de talpă M_2 are comparativ cu modelul M_1 un spor de capacitate portantă de 295 %;

- elementul de talpă M_3 are, comparativ cu modelul M_2 (fundăție cristalică cu secțiune egală cu secțiunea medie a modelului M_1) un spor de capacitate portantă de 300 %;

- elementul de talpă M_4 are, comparativ cu modelul M_3 (fundăție cristalică cu secțiune egală cu secțiunea medie a modelului M_1), un spor de capacitate portantă de 5 %;

- analizînd valorile capacității portante obținute pe modelele M_1 și M_2 cu cea pentru modelul M_4 cu fundăția cristalică cu secțiunea egală cu aria bazei mici a modelelor M_1 și M_2) se poate afirma că :

- modelul M_1 transmite 33,6 din încărcare prin bază și 66,4 în fețele laterale ;
- modelul M_2 transmite 8,6 din încărcare prin bază și 91,4 în fețele laterale înclinate și supra-antifuzantă.

Model M₃

Tabelul 3.16

Nr. crt.	Inercarea 1		Inercarea 2		tot S _{med} (cm)
	F [daN]	S _{med} (cm)	F [daN]	S _{med} (cm)	
1	220,8	0,1	220,8	0,11	0,105
2	441,6	0,32	441,6	0,225	0,272
3	552	0,43	552	0,275	0,352
4	662,4	0,50	662,4	0,45	0,475
5	772,8	0,55	772,8	0,71	0,63
6	883,2	0,66	883,2	0,90	0,775
7	993,6	0,80	993,6	1,20	1,0
8	1104	0,95	1104	1,32	1,135
9	1321,8	1,95	1324,8	1,80	1,525
10	1435,2	1,72	1435,2	2,20	1,96
11	1545,6	2,20	1545,6	2,56	2,375
12	1656	2,55	1656	2,80	2,675
13	1766,4	3,18	1766,4	3,42	3,3
14	1876,8	3,55	1876,8	cedare	-

Model M₄

Tabelul 3.17

Nr. crt.	Inercarea 1		Inercarea 2		tot S _{med} (cm)
	F [daN]	S _{med} (cm)	F [daN]	S _{med} (cm)	
1	110,4	0,22	110,4	0,2	0,21
2	220,8	0,445	220,8	0,5	0,47
3	276	1,19	276	1,20	1,195
4	331,2	2,47	331,2	2,60	2,53
5	386,2	3,09	386,2	3,20	3,145
6	441,6	3,91	441,6	4,01	3,96
7	496,8	4,495	496,8	4,79	4,6075
8	552	cedare	552	cedare	-

Model M₅

Tabelul 3.18

Nr. crt.	Inercarea 1		Inercarea 2		tot S _{med} (cm)
	F [daN]	S _{med} (cm)	F [daN]	S _{med} (cm)	
1	220,8	0,1	220,8	0,11	0,105
2	331,2	0,27	331,2	0,275	0,272
3	441,6	0,41	441,6	0,415	0,412
4	552	0,66	552	0,685	0,672
5	662,4	0,95	662,4	0,985	0,967
6	772,8	1,89	772,8	1,54	1,715
7	883,2	cedare	883,2	2,80	-
8	938,4	-	938,4	cedare	-

In consecință, în cazul terenurilor mediu îndesate se poate afirma că forma, trunchiul de piramidă are avantaje certe în raport cu fundațiile netice în special în cazul modelului cu placă antirefulantă. Se constată de asemenea că în comparație cu terenul afânat a crescut nonderea încercării transmise prin suprafețele înclinate (la modelele M₁ și M₂) în raport cu cea transmisă prin bază.

3.4.3.2. Incercări pe modele de talpă în gropi ștanțate fără bulb.

Prin metodologia de încercare descrisă anterior (la punctul 3.4.2) au fost efectuate câte două încercări

ri pentru elementele de talpă de tip M_1 și M_2 .

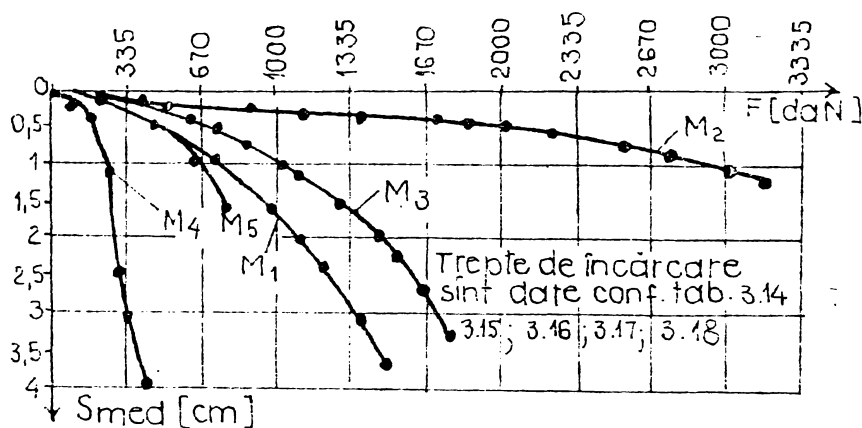


Fig. 3.22. Curbe medii de încărcare-tasare

Model M_1

Tabelul 3.19

Nr. ord.	Încercarea 1		Încercarea 2		S_{med} (cm)
	F [daN]	S_{med} (cm)	F [daN]	S_{med} (cm)	
1	220,8	0,075	220,8	0,095	0,085
2	441,6	0,13	441,6	0,16	0,145
3	662,4	0,18	662,4	0,23	0,205
4	883,2	0,225	883,2	0,35	0,2875
5	1104	0,31	1104	0,42	0,365
6	1324,8	0,345	1324,8	0,5	0,4225
7	1545,6	0,48	1545,6	0,75	0,615
8	1711,2	0,725	1711,2	1,10	0,9125
9	1821,6	1,00	1821,6	1,45	1,225
10	1932	1,33	1932	1,89	1,61
11	2042,4	1,725	2042,4	2,42	2,072
12	2097,6	2,32	2097,6	cedare	-
13	2208	cedare	-	-	-

raport cu fundația de tip M_1 .

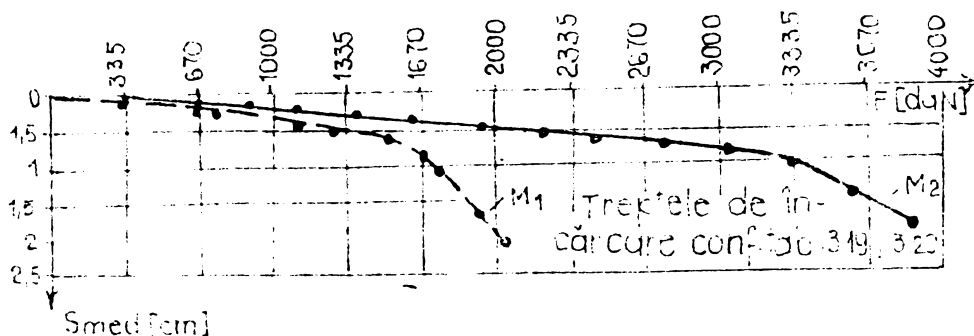


Fig. 3.23. Curbe de încărcare-tasare (medii).

Rezultatele încercărilor statice de coborâș prezenta în tablele 3.19 și 3.21.

În figura 3.22 și 3.23 sunt prezentate curbele medii de încărcare-tasare pentru aceste fundații.

Pe baza rezultatelor obținute s-a constatat că pentru o tasare de 1 cm, fundația de tip M_1 a avut o capacitate portantă de 1750 daN iar fundația de tip M_2 de 3300 daN, ceea ce înseamnă că prezența plăcii anti-refulantă a condus la un spor de capacitate portantă pentru fundație de tip M_2 de 88% în

Modelul M_2

Tabelul 3.20

Nr. crt.	Inercarea 1		Inercarea 2		S _{tot med} (cm)
	F [daN]	S _{med} (cm)	F [daN]	S _{med} (cm)	
1	276	5,07	276	0,08	0,075
2	552	0,10	552	0,11	0,105
3	828	0,195	828	0,215	0,205
4	1104	0,275	1104	0,30	0,312
5	1380	0,30	1380	0,775	0,3375
6	1656	0,39	1656	0,415	0,402
7	1932	0,45	1932	0,49	0,47
8	2208	0,50	2208	0,575	0,5375
9	2484	0,625	2484	0,618	0,6215
10	2760	0,715	2760	0,77	0,742
11	3036	0,805	3036	0,895	0,87
12	3312	1,00	3312	0,99	0,905
13	3588	1,09	3588	1,41	1,407
14	3864	1,099	3864	1,72	1,8095
15	4140	2,60	cedare	2,35	-
16	4416	cedare	-	-	-

3.4.3.3. Incercări pe elemente de talpă în grupi ștanțate cu bulb.

Rezultatele încercărilor de capacitate portantă pe elemente de talpă de tip M_1 și M_2 , sînt prezentate în tabelele 3.21 și 3.22.

Model M_1

Tabelul 3.21

Nr. crt.	Inercarea 1		Inercarea 2		S _{tot med} (cm)
	F [daN]	S _{med} (cm)	F [daN]	S _{med} (cm)	
1	276	0,06	276	0,05	0,075
2	552	0,11	552	0,055	0,1025
3	828	0,17	828	0,155	0,1695
4	1104	0,27	1104	0,275	0,272
5	1380	0,35	1380	0,335	0,342
6	1656	0,675	1656	0,70	0,687
7	1766,4	0,81	1766,4	0,83	0,82
8	1876,8	1,19	1876,8	1,10	1,145
9	1987,2	2,04	1987,2	2,26	2,15
10	2042,4	cedare	2042,4	2,91	-
11	-	-	2097,6	cedare	-

Model L_2

Tabelul 3.22

Nr. crt.	Încercarea 1		Încercarea 2		S_t med (cm)
	F [daN]	S_{med} (cm)	F [daN]	S_{med} (cm)	
1	276	0,125	276	0,093	0,11
2	552	0,19	552	0,125	0,157
3	828	0,245	828	0,285	0,265
4	1104	0,29	1104	0,405	0,3475
5	1380	0,35	1380	0,46	0,405
6	1656	0,45	1656	0,54	0,495
7	1932	0,49	1932	0,615	0,552
8	2208	0,55	2208	0,635	0,592
9	2484	0,53	2484	0,75	0,59
10	2760	0,72	2760	0,82	0,77
11	3036	0,82	3036	0,915	0,867
12	3312	0,995	3312	1,07	1,032
13	3588	1,235	3588	1,20	1,267
14	3864	1,44	3864	1,51	1,475
15	4140	1,835	4140	1,865	1,86
16	4305,6	2,345	4305,6	2,50	2,422
17	4416	cedare	4416	2,80	-
18	-	-	4526,4	cedare	-

În fig.3.24 sînt prezentate curbele medii de încărcare-tasare (pentru 2 încercări) construite pe baza de elor. din tabelele 3.21 și 3.22.

Se constată din analiza acestor curbe că pentru tasarea de 200 modelul L_2 are o capacitate portantă de 1823 daN în modelul L_1 și o

300 daN.

Sporul de capacitate portantă al fundatiei L_2 , față de antirefulante, în raport cu modelul L_1 este de 30,5 (pentru

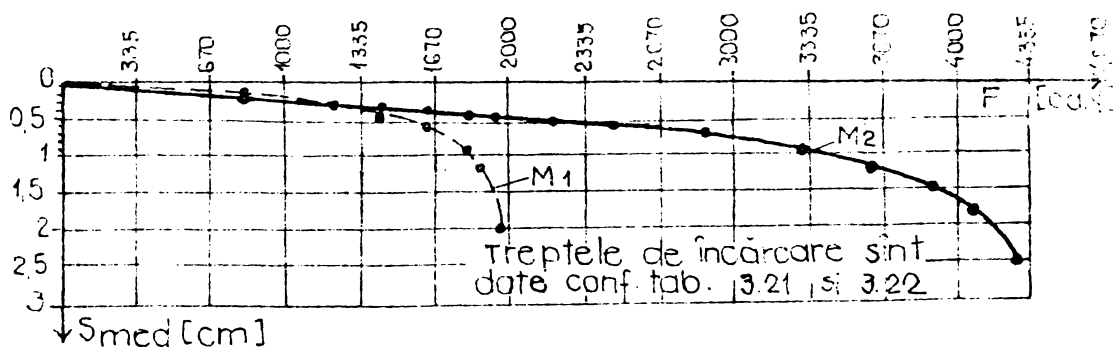


Fig.3.24. Curbe medii de încărcare - tasare .

murile medii îndesate).

3.4.4. Încercări pe modele de talpă, în terenuri îndesate

Starea de îndesare corespunzătoare unui grad de îndesare $I_d \geq 60\%$, a fost realizată prin introducerea nisipului în strat în straturi de 20-25 cm și compactarea acestora prin vibraire timp

de 45-60 secunde prin utilizarea modelului de vibrație rezonantă. Starea de îndesare a fost verificată pentru fiecare încercare astfel încât ca terenul să se încadreze în categoria "îndesat", iar încercările de capacitate portantă să fie realizate în condiții de teren relativ identice.

Ca și în cazul încercărilor prezentate anterior, verificarea stării de îndesare a fost făcută prin penetrare dinamică con.

Diagramele de penetrare efectuate pentru fiecare grup încercări au prezentat variații asemănătoare celei din fig. 3.25, ceea ce indică atingerea stării de îndesare urmărite.

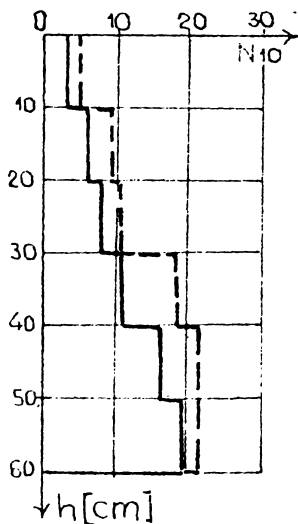


Fig. 3.25. Diagrame de penetrare P.L.U. în teren îndesat

3.4.4.1. = Incercari pe modele de talpă în gropi săpate.

În această variantă de execuție a gropii de fundare, au fost realizate câte două încercări pentru fiecare model de talpă ($M_1 \dots M_5$).

În tabelele 3.23...3.27 sînt prezentate rezultatele încercărilor de capacitate portantă iar în fig. 3.26 sînt prezentate curbele de încărcare-tasare pentru fiecare tip de model.

Pentru încercările efectuate în teren îndesat referitor la tasarea de 1 cm s-au obținut, pentru

model M_1 Tabelul 3.23

nr. crt.	Încercarea 1		Încercarea 2		St. med (cm)
	P [daN]	S.med (cm)	P [daN]	S.med (cm)	
1	276	0,075	276	0,09	0,082
2	552	0,245	552	0,215	0,23
3	828	0,42	828	0,355	0,392
4	1104	0,675	1104	0,58	0,627
5	1269,6	0,905	1269,6	0,975	0,94
6	1435,2	1,255	1435,2	1,42	1,337
7	1600,8	1,91	1600,8	2,155	2,032
8	1711,2	2,035	1711,2	2,245	2,14
9	1766,4	2,19	1766,4	2,455	2,322
10	1821,6	2,25	1821,6	2,535	2,392
11	1876,8	2,35	1876,8	2,935	2,772
12	1932	2,765	1932	3,455	3,11

gropi săpate, următoarele capacități portante: 1266 daN pentru M_1 , 300 daN pentru M_2 , 150 daN pentru M_3 , 100 daN pentru M_4 și 100 daN pentru M_5 .

Modelul M_2 Tabelul 3.24

Nr. crt.	Incercarea 1		Incercarea 2		S_{med} (cm)
	F [daN]	S_{med} (cm)	F [daN]	S_{med} (cm)	
1	275	0,15	276	0,11	0,13
2	552	0,39	552	0,31	0,35
3	828	0,49	828	0,40	0,445
4	1104	0,55	1104	0,435	0,507
5	1380	0,62	1380	0,53	0,575
6	1656	0,74	1656	0,59	0,662
7	1932	0,815	1932	0,63	0,722
8	2208	0,895	2208	0,70	0,797
9	2484	0,912	2484	0,78	0,846
10	2760	1,00	2760	0,875	0,937
11	3036	1,15	3036	0,98	1,06
12	3312	1,255	3312	1,08	1,167
13	3588	1,305	3588	1,18	1,252
14	3864,4	1,395	3864,4	1,215	1,305
15	4140	1,452	4140	1,285	1,368
16	4416	1,52	4416	1,385	1,452
17	4692,4	1,605	4692,4	1,515	1,605
18	4968	1,64	4968	1,60	1,72
19	5244,6	1,95	5244,6	1,715	1,832
20	5520,6	2,10	5520,6	0,005	2,05
21	5796,6	cedare	5796,6	2,515	-
22	-	-	5299,2	cedare	-

Modelul M_3 Tabelul 3.25

Nr. crt.	Incercarea 1		Incercarea 2		S_{tot} S_{med} (cm)
	F [daN]	S_{med} (cm)	F [daN]	S_{med} (cm)	
1	220,8	0,07	220,8	0,085	0,077
2	441,6	0,185	441,6	0,17	0,17
3	662,4	0,325	662,4	0,26	0,24
4	883,2	0,375	883,2	0,415	0,41
5	1104	0,32	1104	0,505	0,70
6	1324,8	1,03	1324,8	0,80	0,95
7	1435,2	1,17	1435,2	0,99	1,05
8	1545,6	1,30	1545,6	1,105	1,18
9	1656	1,255	1656	1,205	1,20
10	1876,8	1,415	1876,8	1,23	1,35
11	1987,2	1,515	1987,2	1,34	1,42
12	2097,6	1,775	2097,6	1,50	1,62
13	2208	1,87	2208	1,50	1,83
14	2318,4	2,275	2318,4	1,74	2,00
15	2428,8	2,50	2428,8	1,96	2,20
16	2539,2	cedare	2539,2	2,42	-

Au rezultat următoarele concluzii:

- Modelul M_2 (cu placă) are comportare similară celui al modelului M_1 (cu fundație prismatică) ca secțiune egală cu secțiunea medie a modelului M_2 un spor de capacitate portantă de 200 % ;

- Modelul M_1 are, în comparație cu modelul M_2 (fundație prismatică cu secțiunea egală cu secțiunea medie a modelului M_1) un spor de capacitate portantă de 131 % ;

- Comparând valorile capacităților portante ale modelelor M_1 și M_2 cu cea a modelului M_3 (fundație prismatică cu secțiune egală cu cea a modelului M_1)

Model M_4

Tabelul 3.26

Nr. crt.	Încercarea 1		Încercarea 2		$S_{t,med}$ (cm)
	F [daN]	S _{med} (cm)	F [daN]	S _{med} (cm)	
1	110,4	0,2	110,4	0,25	0,225
2	220,8	0,215	220,8	0,3	0,257
3	331,2	0,4	331,2	0,45	0,425
4	441,6	0,645	441,6	0,605	0,625
5	552	1,055	552	0,99	1,0225
6	662,2	1,275	662,2	1,235	1,255
7	662,4	1,355	662,4	1,75	1,552
8	717,5	2,275	717,5	2,27	2,272
9	772,8	2,955	772,8	2,71	2,832
10	828	3,48	828	3,19	3,29
11	883,2	4,265	883,2	3,91	4,087
12	938,4	4,405	938,4	4,21	4,307
13	993,6	4,87	993,6	4,72	4,735
14	1048,8	5,70	1048,8	5,52	5,61
15	1104	6,115	1104	6,00	6,057
16	1592	6,42	1592	6,62	6,52

a modelelor M_1 și M_2) se constată că:

- modelul M_1 transmite 43,5 din încărcare prin orizontală și 57,5 prin priza laterală (înclinată);

- modelul transmite 10% din bază și 80% prin suprafața laterală (înclinată) și plăcilor rezilante.

Model M_5

Tabelul 3.27

Nr. crt.	Încercarea 1		Încercarea 2		$S_{t,med}$ (cm)
	F [daN]	S _{med} (cm)	F [daN]	S _{med} (cm)	
1	220,8	0,155	220,8	0,08	0,117
2	441,6	0,375	441,6	0,215	0,295
3	662,2	0,57	662,2	0,32	0,446
4	883,2	0,64	883,2	0,43	0,535
5	1104	0,735	1104	0,573	0,654
6	1324,8	0,885	1324,8	0,735	0,81
7	1435,2	0,935	1435,2	0,80	0,86
8	1545,6	1,025	1545,6	0,855	0,94
9	1656	1,13	1656	1,015	1,072
10	1766,4	1,28	1766,4	1,17	1,225
11	1876,8	1,49	1876,8	1,31	1,4
12	1987,2	1,665	1987,2	1,45	1,617
13	2097,6	cedare	2097,6	1,855	-
14	-	-	2208	cedare	-

3.4.4.2. Încercări pe rolul de talpă în probele stânjate în rolul de talpă.

În această metodologie de încercare au fost efectuate câte două încercări pentru elementele de talpă M_1 și M_2 .

Pe baza datelor din tabelul 3.26 și 3.29, s-au construit diagramele din fig. 3.27.

Pentru tasarea $S = 1$ cm (fig. 3.27) se constată că elementul de tip M_1 are o capacitate portantă de 2150 daN iar elementul de tip M_2 de 4050 daN, ceea ce înseamnă că sporul de capacitate por-

Model M₂

Tabloul 3.29

Nr. crt.	Incarcarea 1		Incarcarea 2		S _{med} (cm)
	F [daN]	S _{med} (cm)	F [daN]	S _{med} (cm)	
1	552	0,12	552	0,07	0,085
2	828	0,12	828	0,11	0,105
3	1104	0,31	1104	0,18	0,245
4	1380	0,42	1380	0,225	0,322
5	1656	0,55	1656	0,26	0,405
6	1932	0,68	1932	0,316	0,498
7	2208	0,74	2208	0,365	0,552
8	2484	0,80	2484	0,40	0,60
9	2760	0,875	2760	0,445	0,66
10	3036	0,94	3036	0,50	0,705
11	3312	0,97	3312	0,66	0,765
12	3643,2	1,09	3643,2	0,61	0,85
13	3864	1,195	3864	0,685	0,94
14	4029,6	1,225	4029,6	0,725	0,975
15	4195,2	1,295	4195,2	0,77	1,03
16	4416	1,115	4416	0,90	1,15
17	4581,6	1,495	4581,6	0,985	1,24
18	4857,6	1,635	4857,6	1,195	1,415
19	5078,4	1,955	5078,4	1,52	1,737
20	5244	2,10	5244	1,77	1,935
21	5354,4	2,395	5354,4	1,925	1,16
22	5464,8	cedare	-	-	-
23	-	-	5520	2,195	-
24	-	-	6072	cedare	-

Pe baza

curbelor de încălzire tasare (1-2).
 3.28) se constată că pentru tasarea de 1 cm, elementul de talpă de tip M₁ are o capacitate portantă de 2500 daN iar elementul de tip M₂ are o capacitate portantă de 3500 daN. În aceste condiții se poate afirma că elementul M₂ are o capacitate portantă de 120 %.

Model M₁

Tabloul 3.30

Nr. crt.	Incarcarea 1		Incarcarea 2		S _{med} (cm)
	F [daN]	S _{med} (cm)	F [daN]	S _{med} (cm)	
1	276	0,05	276	0,04	0,045
2	552	0,135	552	0,15	0,1425
3	828	0,185	828	0,195	0,19
4	1104	0,245	1104	0,225	0,235
5	1380	0,30	1380	0,32	0,31
6	1656	0,77	1656	0,395	0,382
7	1932	0,455	1932	0,42	0,437
8	2208	0,62	2208	0,955	0,587
9	2484	0,915	2484	0,895	0,905
10	2594,4	cedare	2594,4	1,05	-
11	-	-	2760	1,255	-
12	-	-	2925	cedare	-

3.4.5. Concluzii referitoare la studiile experimentale de capacitate portantă efectuate pe elementul M₁ și M₂ în condiții de încălzire lentă au arătat un spor de capacitate portantă de

experimentale de laborator prin care s-a urmărit studiul capacității portante au rezultat următoarele aspecte:

Model M_2

Tabelul 3.31

Nr. crt.	Incercarea 1		Incercarea 2		$S_{\text{tot. tmed}}$ (cm)
	F [daN]	S_{med} (cm)	F [daN]	S_{med} (cm)	
1	276	0,05	276	0,04	0,045
2	552	0,16	552	0,10	0,13
3	828	0,19	828	0,20	0,195
4	1104	0,23	1104	0,22	0,225
5	1380	0,255	1380	0,265	0,26
6	1656	0,28	1656	0,3	0,39
7	1932	0,3	1932	0,35	0,325
8	2208	0,32	2208	0,395	0,357
9	2484	0,355	2484	0,455	0,405
10	2760	0,4	2760	0,495	0,447
11	3036	0,405	3036	0,51	0,455
12	3312	0,415	3312	0,555	0,485
13	3632,8	0,435	3632,8	0,595	0,515
14	3808,8	0,465	3808,8	0,625	0,545
15	4084,8	0,485	4084,8	0,644	0,564
16	4360,8	0,575	4360,8	0,695	0,635
17	4636,8	0,645	4612,8	0,715	0,68
18	4912,8	0,765	4912,8	0,735	0,75
19	5188,8	0,89	5188,8	0,795	0,842
20	5464,8	1,05	5464,8	0,855	0,952
21	5740,8	1,38	5740,8	1,00	1,19
22	5851,2	1,665	-	-	-
23	6073	cedare	-	-	-
24	-	-	5961,6	1,25	-
25	-	-	6072	1,495	-
26	-	-	6292,8	cedare	-

a) Modul de realizare a gropii de fundație are o importanță deosebită asupra valorii capacității portante a elementului de talpă în condiții identice de teren.

Analizând curbele de încărcare-tasare din figurile 3.28 și 3.30 constatăm pentru modelul de talpă de tip M_1 și M_2 , pentru cele trei categorii de terenuri studiate (afirmat, mediu îndesat și înzecat și pentru cele trei modalități

de realizare a gropii de fundație se poate trage concluzia că

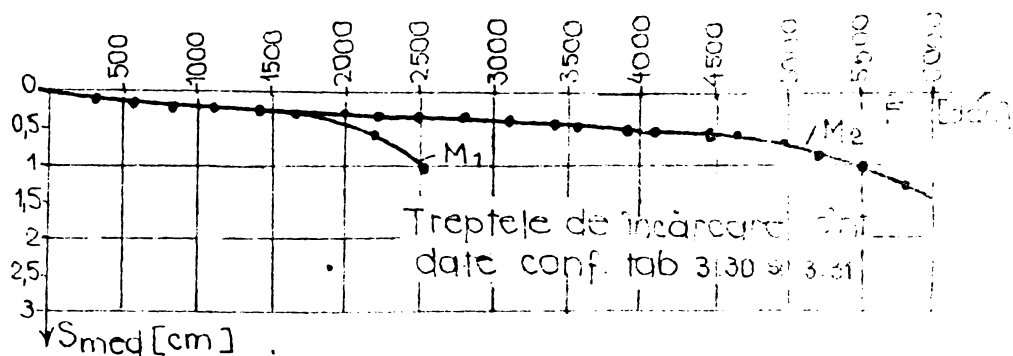


Fig. 3.28 Curbe de încărcare -tasare pentru elementele de tip M_1 și M_2 .

toate cele trei categorii de terenuri, executarea gropii de fundație prin ștanțare și realizare la baza gropii unui bulb

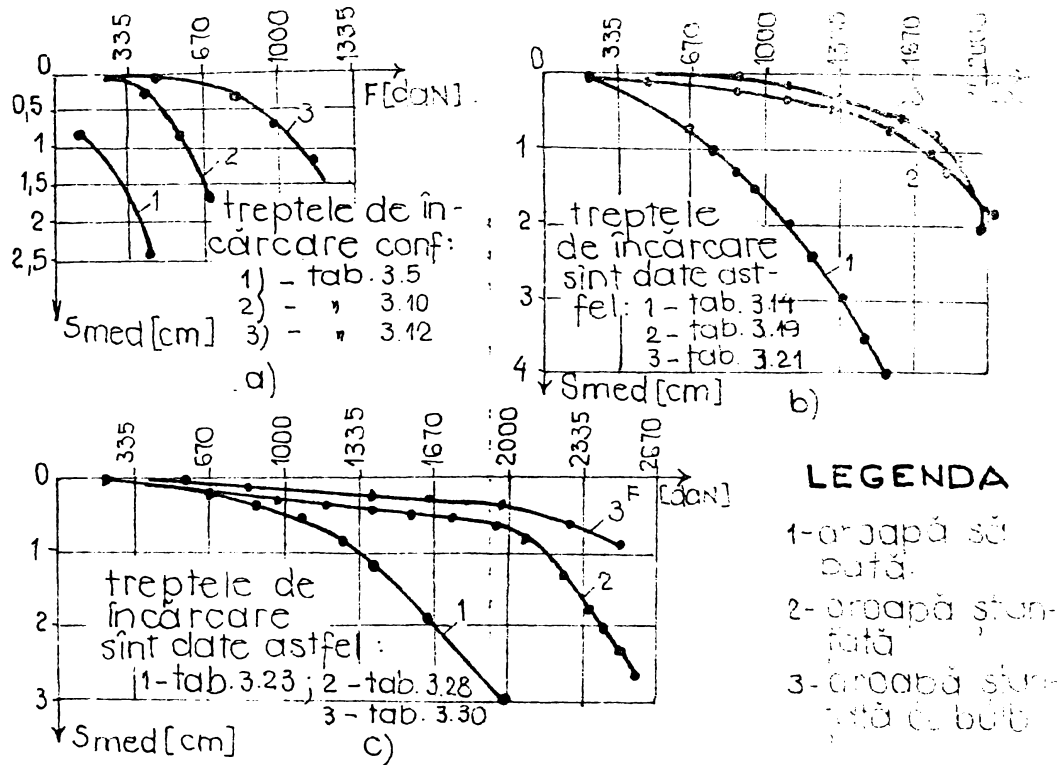


Fig. 3.29. Curbe de încărcare - tasare pentru: a) în teren afânat; b) în teren mediu; c) în teren îndesat.

material granular, conduce la capacități portante ale elementelor de talpă, mai mari decât în condițiile executării gropii de fundare prin săpare sau ștanțare fără bulb din material granular.

Astfel pentru același tip de element de talpă executarea gropii în varianta ștanțată cu bulb din material granular conduce la importante sporuri de capacitate portantă (vezi tabelul de la etichetele 3.32 și 3.33).

b) Realizarea la partea superioară a fundației ștanțate a plăcii antirefulante, care are rolul de a amplifica efectul de ștanțare sub aspectul modificării indicilor geotehnici ai terenului de fundare și de a împiedica refulările în suprafață sub efectul încălzirii, contribuie foarte mult la creșterea

capacității portante a fundației. Această concluzie este valabilă în

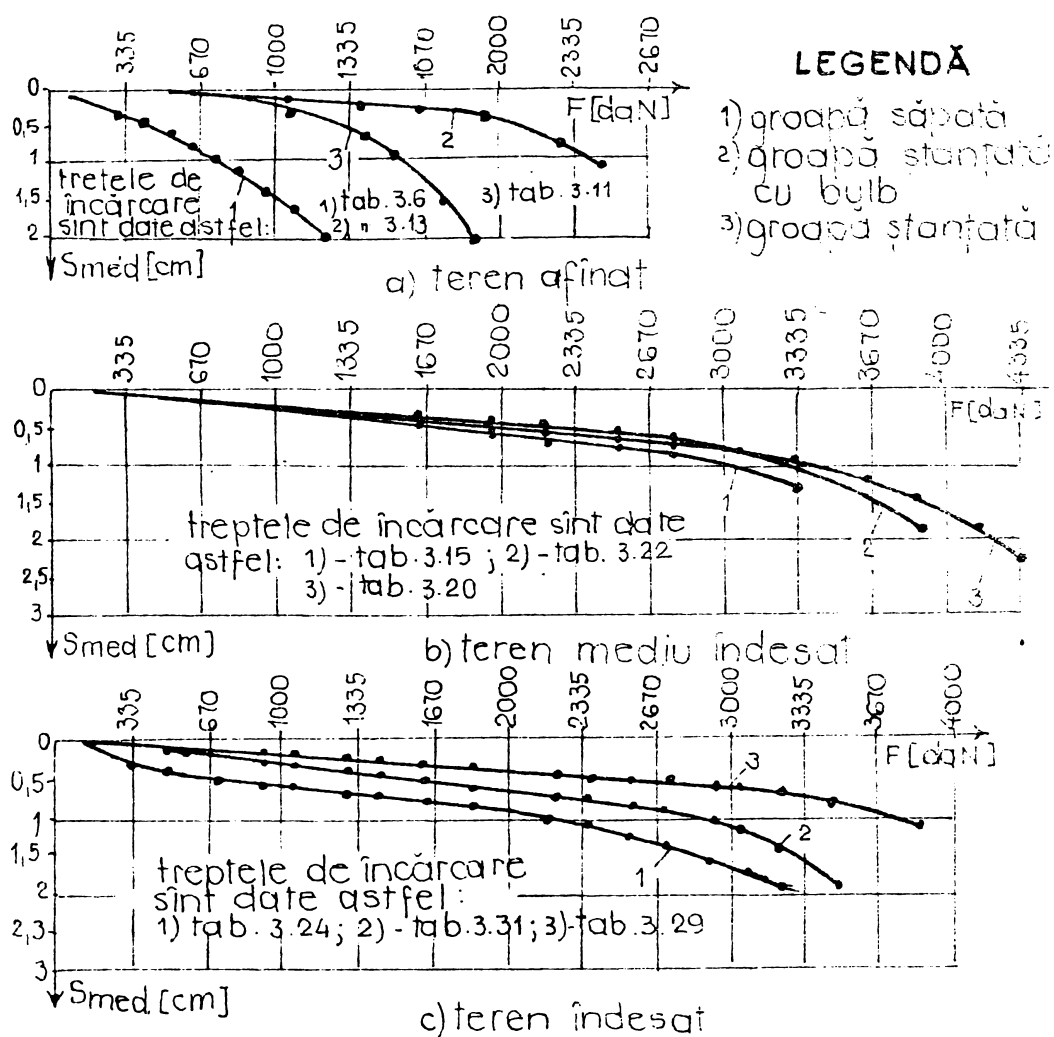


Fig.3.30. Curbe de încărcare tasare pentru elementul de tip M_2

toate cele trei modalități de realizare a gropii de fundare și în cele trei categorii de terenuri. Sporul de capacitate portantă în funcție de categoria de teren, pe care îl prezintă elementul de talpă de tip M_2 (cu placă antirefulantă) în raport cu celelalte tipuri de modele este considerabil, ceea ce justifică alegerea acestui tip de element pentru soluția de fundare pe care o adoptăm.

c) În urma încercărilor de capacitate portantă efectuate pe cele 5 tipuri de elemente de talpă în varianta de execuție prin săpare a gropii de fundare se poate afirma că forma tronconică de piramidă este avantajoasă în raport cu forma prismatică a elementului

Tabelul 3.32

Element M_1	Spor de capacitate portantă față de	
	groapă săpată	groapă ștanțată față de
afânat	425 %	91 %
mediu îndesat	147 %	6 %
îndesat	93 %	16 %

Tabelul 3.33

Element M_2	Spor de capacitate portantă față de	
	groapă săpată	groapă ștanțată față de
afânat	227 %	53 %
mediu îndesat	19,6 %	9 %
îndesat	85 %	37 %

de talpă, numai în condițiile elementului de tip M_2 (cu placă antirefulantă), fapt ilustrat de curbele prezentate în fig.3.31 pentru un teren îndesat ;

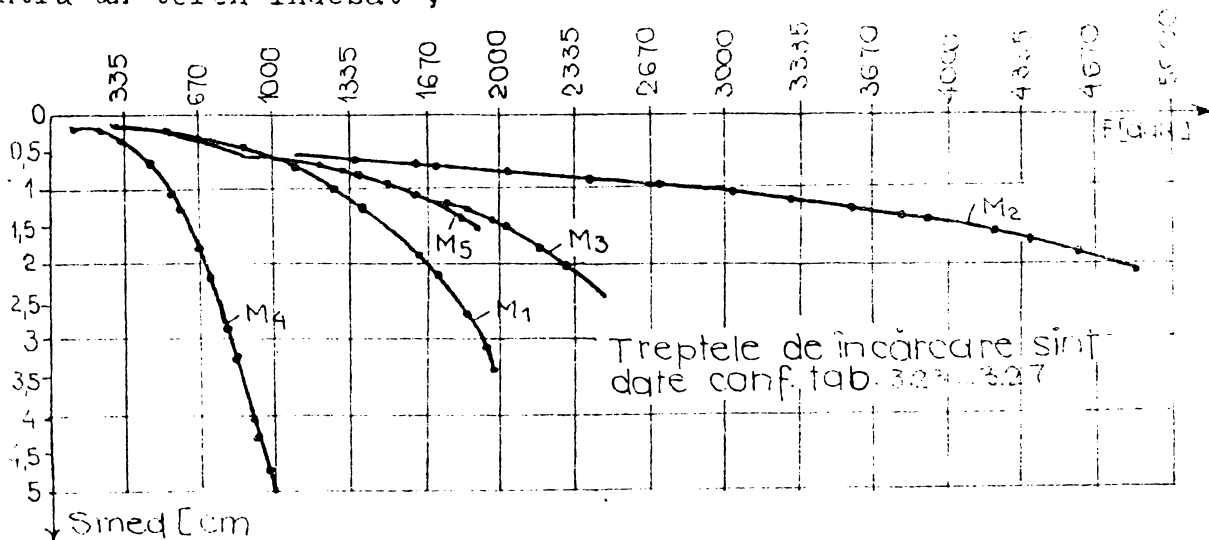


Fig.3.31. Studiul influenței formei celor cinci modele în gropi săpate pentru terenuri îndesate.

Se constată din analiza acestor diagrame că modelul M_2 are capacitate portantă sensibil mai mare decît celelalte tipuri de modele, în timp ce modelul de tip M_1 nu prezintă avantaje decît în raport cu modelul de tip M_4 ;

d) Starea de îndesare a terenului de fundare influențează în mod considerabil mărimea capacității portante a elementelor de talpă, în gropi ștanțate. Analizând curbele de încărcare - tasare din fig.3.32, se constată că în teren îndesat sporul de capacitate portantă pe care îl prezintă elementul de tip M_1 este de 251 % față de terenul afinat și 23 % față de terenul mediu îndesat, iar pentru elementul de tip M_2 este de 144 % față de terenul afinat și de 24 % față de terenul mediu îndesat.

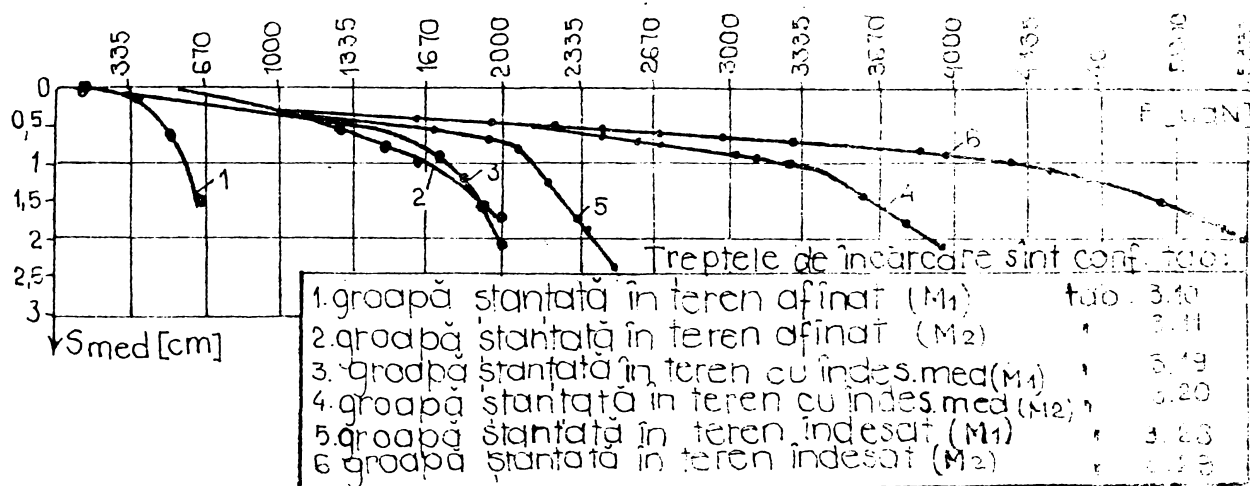


Fig.3.32. Studiu influenței stării de îndesare asupra capacității portante, a elementului de talpă fără bulb.

Influența stării de îndesare a terenului de fundare, în care se realizează fundațiile, asupra capacității portante este semnificativă și în cazul realizării la baza gropii ștanțate a unui bulb din materialele granulare (fig.3.33).

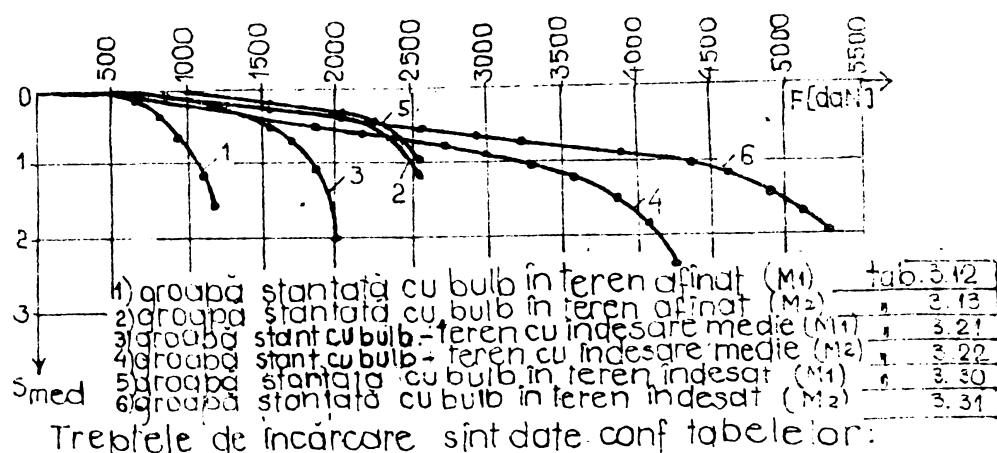


Fig.3.33. Studiul influenței stării de îndesare asupra capacității portante a elementului de talpă cu bulb.

Sporul de capacitate portantă al elementului de talpă realizat în terenul afinat, în gropi ștanțate cu bulb din materiale granulare este relativ...

capacitatea portantă a aceluiaș element în teren slab și mediu îndesat este următorul: 127 % față de terenul afînat și 35 % față de terenul mediu îndesat pentru elementul de talpă de tip M_1 , 65 % față de terenul afînat și 23 % față de terenul mediu îndesat pentru elementul de tip M_2 ;

e) Comparînd capacitatea portantă a elementelor de tip M_1 și M_2 în condițiile realizării gropilor de fundare prin ștanțare simplă și ștanțare cu material de adaos (bulb) se constată că elementul de tip M_2 este avantajos sub aspectul capacității portante în toate categoriile de terenuri, fapt ilustrat și de tabelul 3.34.

Tabelul 3.34

Tip teren		Capacitate portantă model tip:		Spor de capacitate al elementului de tip M_2 comparativ cu M_1
		M_1 [daN]	M_2 [daN]	
groată ștanțată	afînat	600	1700	183 %
	mediu îndesat	1750	3350	191 %
	îndesat	2150	4150	93 %
groată ștanțată cu bulb	afînat	1100	2450	122,7 %
	mediu îndesat	1650	3300	78,3 %
	îndesat	2500	4250	62 %

Valorile capacității portante din tabelul 3.34 sînt stabilite pentru tasarea de 1 cm, care corespunde la aproximativ 1/10 din latura secțiunii medii a fundației.

Pe baza datelor cuprinse în tabelul 3.34 se poate afirma că utilizarea elementelor de talpă cu placă întinsulată este mai avantajosă în raport cu elementul de talpă de tip M_1 , în toate categoriile de teren. Sporul de capacitate portantă variază în funcție de starea de îndesare a terenului și de modul de realizare a gropii ștanțate de la 62 % la 183 %.

Rezultatele obținute în urma încercărilor în scară mare justifică alegerea elementului de talpă de tip M_2 , pentru variantele de fundare studiate de autor.

3.5. STUDII EXPERIMENTALE, CU PRIVIRE LA DISTRIBUTIA PRESIUNII IN TEREN SUB ELEMENTELE DE TALEA CU PLACA ANTIREFULANTA

3.5.1. Aspecte generale

Apariția unor modificări structurale ale terenului de fundare în urma procesului de ștanțare sînt semnalate și în literatura de specialitate sovietică pentru ștanțarea prin batere în pămînturi de natură loessoidă, dar acestea sînt mai pronunțate sub efectul vibrării în terenurile nisipoase.

Existența modificărilor structurale ale terenului de fundare la introducerea de elemente în teren utilizînd vibrarea, vibrocompresarea sau vibropercucia, au constituit obiectul unor cercetări întreprinse și în R.S.R. în ultimii ani. [82, 109]

Cercetările efectuate în vederea stabilirii influenței vibrațiilor asupra porozității terenurilor necoezive, au scos în evidență faptul că efectul de îndesare, (scăderea porozității), este funcție de accelerația vibrațiilor. Făcîndu-se încercări, pe 3 tipuri de pămînturi necoezive s-a observat că la creșterea accelerației oscilațiilor se produce o scădere a porozității, scădere ce are loc pînă la o anumită valoare a accelerației vibrației, numită accelerație critică, de la care oricît de mult se mărește accelerația oscilațiilor nu se mai produc scăderi ale porozității (Fig. 3.34).

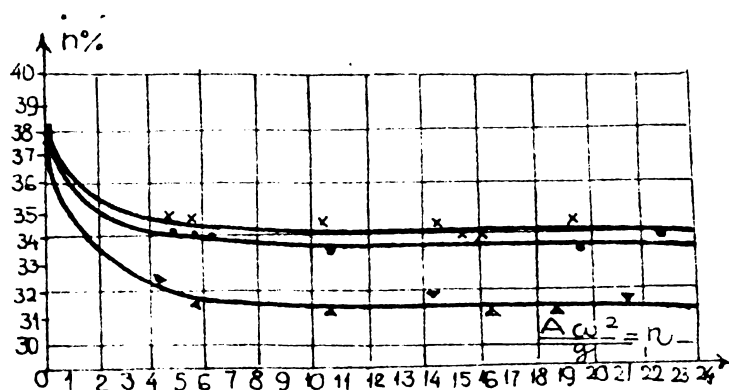


Fig. 3.34. Scăderea porozității în funcție de accelerația relativă a vibrației.

Această accelerație critică corespunde unei accelerații relative $\nu = \frac{A\omega^2}{g}$. Acest fapt este ilustrat în Fig. 3.34.

Încercările făcute au scos în evidență următoarele aspecte importante, privind extinderea modificărilor structurale și anume,

influența vibrațiilor asupra modificării porozității la anumite distanțe de sursa emițătoare de vibrații este invers proporțională cu distanța de la sursă la punctul considerat.

Deformația și creșterea densității terenului în jurul elementelor de fundare piramidale executate prin ștanțare, are o influență directă asupra proprietăților fizico-mecanice ale terenului de fundare cât și a capacității portante a acestora.

Modificările structurale care apar în urma introducerii forțate a echipamentului de ștanțare, sub acțiunea vibrațiilor, vibrașocurilor sau șocurilor (batere), conduc la formarea unei zone dense în jurul elementelor de fundare.

Zona compactată din jurul piloților a fost stabilită prin metode acustice de determinare a densității. Kerisel și Grigorian acceptând pentru zona densă, schema din fig. 3.35.

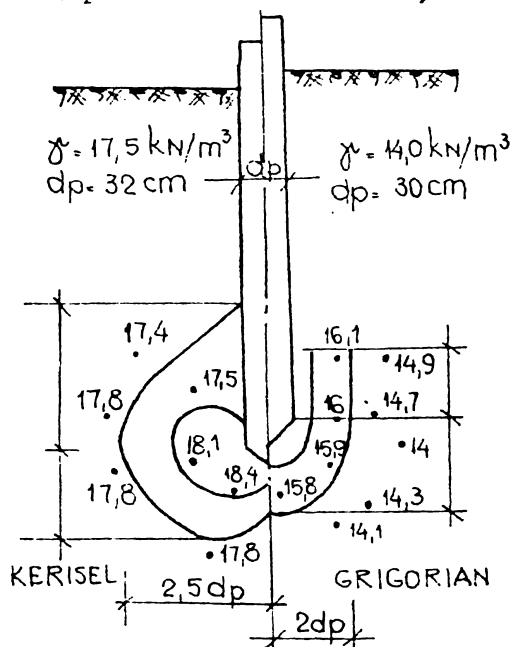


Fig. 3.35. Zona de îndesare din jurul piloților.

Kerisel acceptă extinderea zonei îndesate cu 1,75 dp (dp diametrul pilotului) sub vârful elementului și lățimea zonei îndesate de 2,5 dp, iar Grigorian acceptă sub vârful elementului 2 dp și lățimea zonei îndesate de 2 dp din axul elementului.

În urma studiilor [82] întreprinse în R.S.R. s-a stabilit că zona de îndesare ce apare în masivul din pământ în urma procesului

de ștanțare se poate considera orientativ, pentru proiectarea preliminară a fundațiilor, ca având dimensiunile:

- în adâncime $h_i = 1,5-1,6 \cdot b_{med}$
- în lateral $d_i = 2-2,2 \cdot b_{med}$

și forma din fig. 3.36.

3.5.2. Studii experimentale de laborator privind zona deformată și influența în teren a presiunii sub elementele de talpă

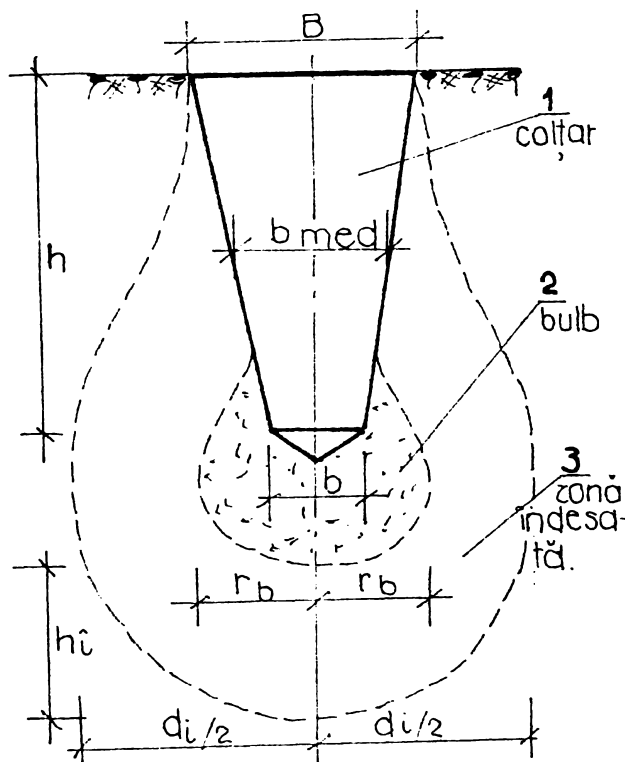


Fig.3.36. Zonă îndesată.

- punerea în evidență a zonei deformată prin utilizarea straturilor alternante din nisip colorat ;
- determinarea distribuției presiunilor în teren prin măsurarea dozelor de presiune.

3.5.2.1. Punerea în evidență a zonei deformată prin utilizarea straturilor din nisip colorat

Încercările s-au efectuat în standul cu canal vitrat prezentat la punctul 3.3.

Introducerea nisipului în cutia paralelipipedică s-a făcut în straturi succesive, alternând straturile din nisip natural (ne-colorat) cu grosimea de 8 cm, cu straturi din nisip colorat cu grosimea de 4 cm (fig.3.37). S-au făcut încercări pentru elemente de talpă fără placă antirefulantă și pentru elemente de talpă cu placă antirefulantă.

În cadrul experimentărilor s-au realizat două tipuri de încercări executate prin : ștanțare simplă și ștanțare cu ajutorul madaos.

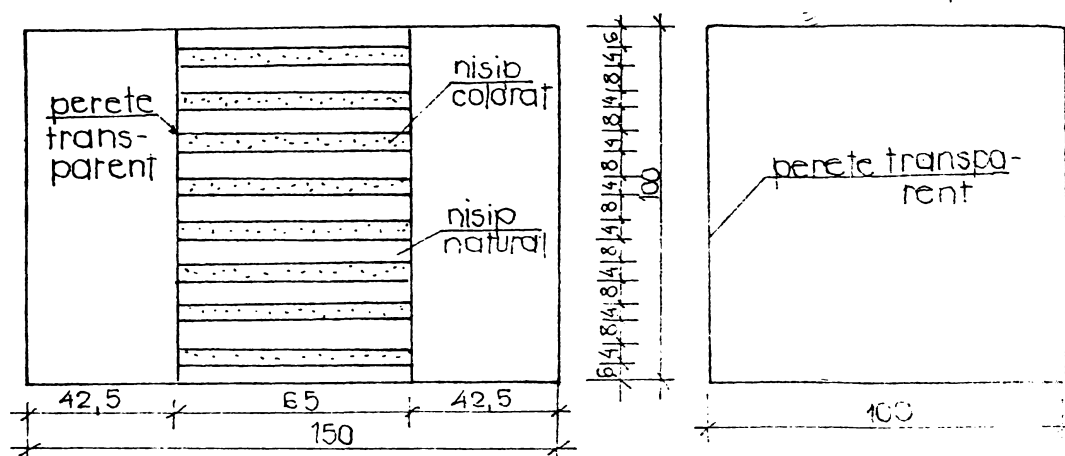


Fig.3.37. Dispunerea straturilor de nisip colorate.

Echipamentul de lucru utilizat, avînd formă de pană, permis vizualizarea straturilor deformate prin peretele transparent din plexiglas al standului de încercare. Carcoajul în rețea cu ochiuri de 20 mm a permis măsurarea efectivă a deformării straturilor din nisip în jurul modelelor de fundații.

Analizînd figura 3.38 se constată (pentru elementele fără placă) următoarele aspecte:

a) ștanțarea simplă (fig.3.38 a)

Zona în care au loc deformații ale straturilor în urma procesului de ștanțare simplă, are următoare extindere:

- în adîncime 28 cm ;
- în lateral 38 cm .

Pe baza acestor valori, comparînd cu dimensiunile medii ale maiului (modelului de fundație) au rezultat următoarele corelații:

- în adîncime $h_{\text{zonă def}} = 3-4 d_{\text{med mai}}$
- în lateral $d_{\text{zonă def}} = 5 d_{\text{med mai}}$

b) Ștanțare cu material de adaos.

În urma ștanțării cu o fază sau mai multe faze de material granular, au rezultat pentru zona deformată următoarele dimensiuni (fig.3.38) :

- în adîncime 40-55 cm
- în lateral 46-63 cm

Corelînd cu dimensiunile medii ale echipamentului de ștanțare au rezultat următoarele relații de legătură:

- în adîncime $h_{\text{zonă def}} = 6-8 d_{\text{med mai}}$

- în lateral $d_{\text{zonă def}} = 6-9 d_{\text{med mai}}$

În figurile 3.39 și 3.40 sînt prezentate deformările straturilor în cazul modelelor cu placă și fără placă antirefulantă (modelul conceput de autor). Se constată că extinderea zonei deformate, care este considerabil mai mare în cazul modelului cu placă antirefulantă (fig. 3.39) decît în cazul modelului fără placă (fig. 3.40) ceea ce permite a aprecia că și efectul de ștanțare este mai pronunțat în cazul acestui tip de element.

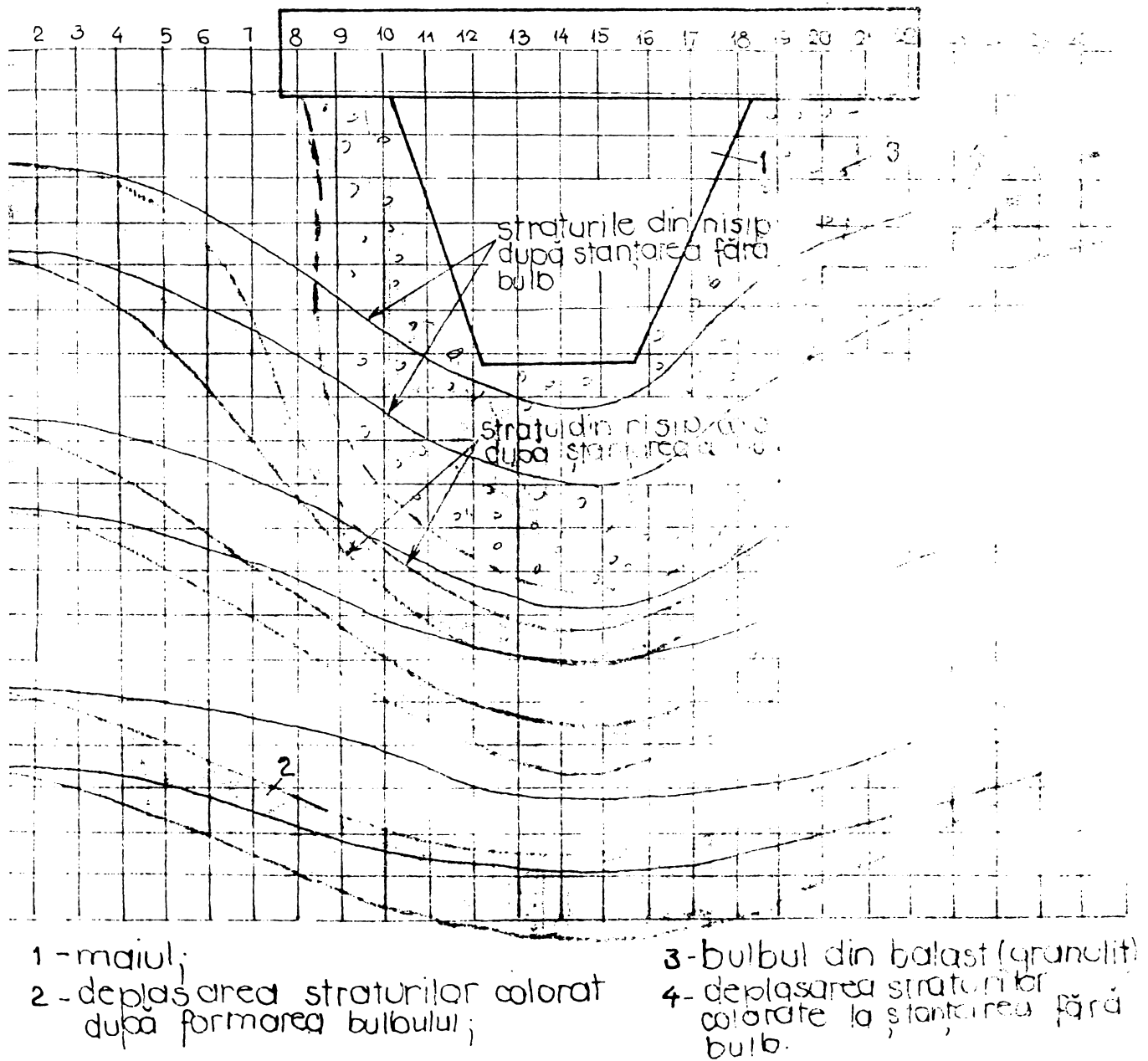


Fig. 3.39. Deformațiile straturilor în cazul ștanțării cu placă antirefulantă, cu bulb.

Experimentările efectuate au arătat că crearea unui bulb din materiale granulare la baza elementelor de talpă prin introducerea unor tranșe din material granular și îndesarea acestora prin vibropercuție, are efecte favorabile în sensul măririi dimensiunilor zonei îndesate.

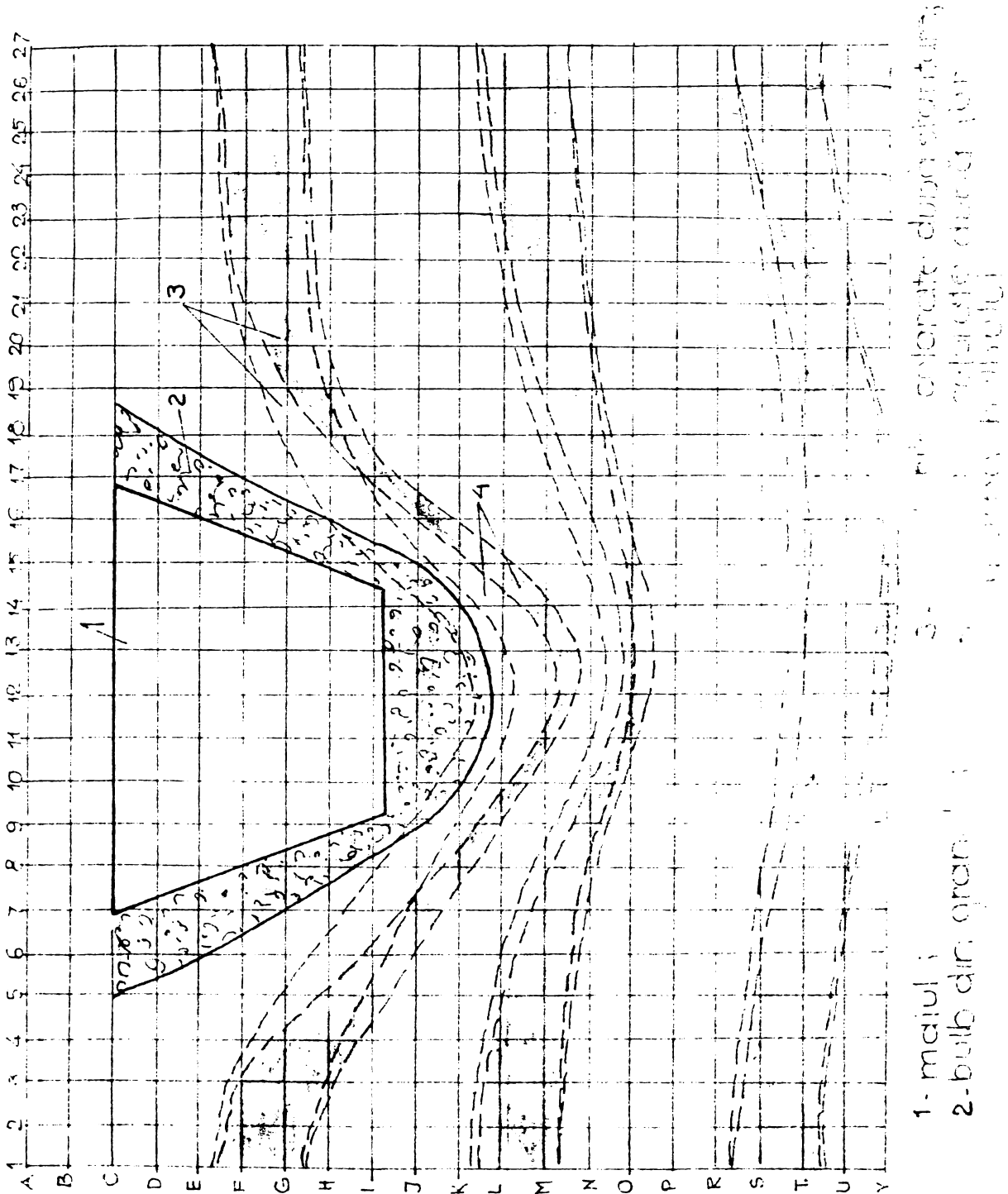
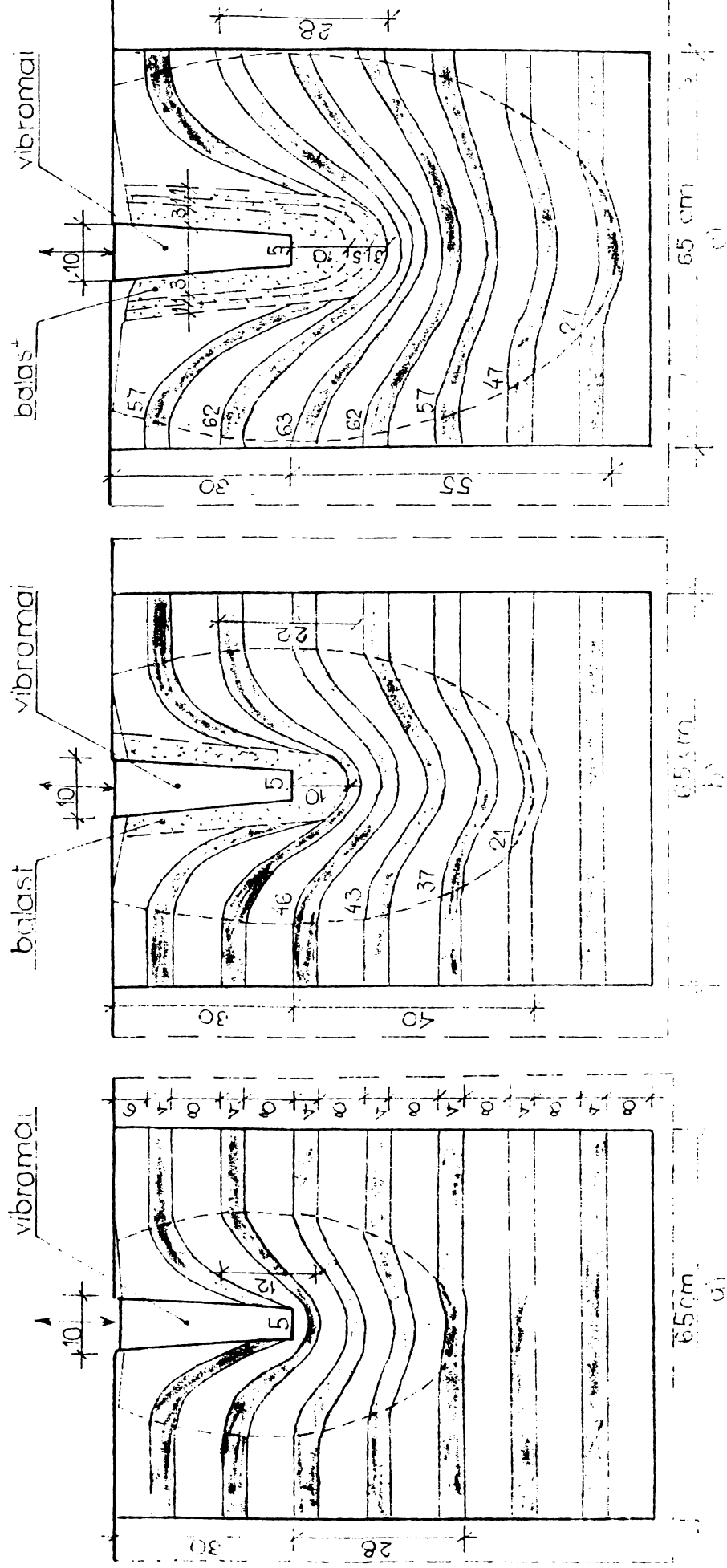


Fig.3.40. Deformațiile straturilor în cazul elementului de talpă fără placă, cu bulb.



a) vibrație simplă;
 b) oscilație cu o fază de rotație;
 c) vibrație cu o fază de rotație

Dacă în cazul elementelor de talpă fără bulb din material granular se poate considera că zona îndesată are dimensiunile $b_{\text{zonă înd}} = 2,3 b_{\text{med mai}}$; $h_{\text{zonă înd}} = 1,9 b_{\text{med mai}}$

În cazul elementelor de talpă cu bulb din material granular la bază, se pot considera pentru zona îndesată, următoarele dimensiuni:

$$b_{\text{zonă înd}} = 3,2 b_{\text{med mai}} , h_{\text{zonă înd}} = 2,4 b_{\text{med mai}}$$

Creșterea dimensiunilor zonei îndesate prin creșterea bulbului din materiale granulare la bază și prin urmare mărirea capacității portante a elementelor de talpă, prezintă avantajul că în cazul adoptării fundațiilor discontinue, pentru clădiri cu pereți plantați S+P+4E se poate micșora numărul de elemente de talpă prin mărirea distanțelor dintre acestea. Astfel dacă în cazul elementelor de talpă fără bulb din materiale granulare distanța dintre acestea poate fi cel mult $2,3 b_{\text{med}}$ (aprox. 1,4 m) în cazul elementelor de talpă cu bulb la bază se poate merge până la o distanță de $3,2 b_{\text{med}}$ (aprox 1,90 m).

Astfel pentru soluția studiată de autor pentru proiectul T 770 secțiunea Pb₂, pe baza dimensiunilor zonei îndesate și capacității portante a elementelor de talpă prevăzute de soluție, s-a considerat că pentru preluarea și transmiterea încărcăturilor este suficientă descărcarea elevațiilor longitudinale ale elementelor de talpă și a elevațiilor (diafragmele transversale) ale elementelor de talpă.

Față de soluția anterioară pe elemente fără placă de beton la bază, soluția studiată de autor pe lângă avantajele legate de fabricare (reducerea numărului de tipuri de elemente de talpă de la 5 la 1) prezintă și avantajul reducerii considerabile a numărului total de prefabricate, avînd în vedere că soluția studiată prevede 4 elemente de talpă pentru diafragma longitudinală și 3 elemente de talpă pentru diafragma transversală.

3.5.2.2, Determinarea distribuției presiunilor în teren prin utilizarea dozelor de presiune

Pentru obținerea unor date privind modul de comportare al sistemului fundație-teren, precum și pentru stabilirea eficienței

presiunilor în teren și în elementul de fundație se folosesc doze de presiune.

Pentru încercările de laborator s-au folosit doze de presiune (fig.3.41) compuse dintr-o casetă rigidă de formă cilindrică cu

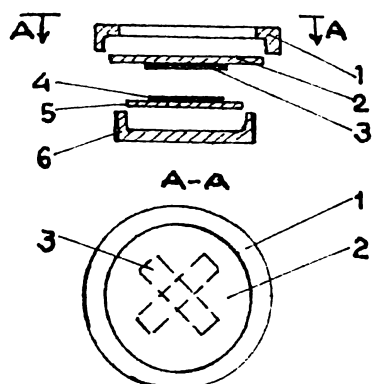


Fig.3.41. Doză de presiune
1. capac carcasă; 2. membrana elastică activă;
3. timbru tensometric;
4. membrana elastică neîncărcată; 5. carcasa metalică rigidă.

diametrul de 40 mm, înălțimea de 30 mm. Doza este prevăzută cu o membrană elastică pe care s-a aplicat un timbru tensometric. De asemenea în interiorul dozei se află un al doilea timbru tensiometric. La realizarea dozei s-a urmărit ca dimensiunile acesteia să fie cât mai mici, astfel încât influența ei asupra stării de tensiune din teren să fie minimă.

Pentru determinarea distribuției presiunilor în teren sub elementul de talpă sub acțiunea încărcărilor transmise de acesta s-a montat 5 doze de presiune.

Dispunerea dozelor de presiune sub elementul de talpă prezentat în fig.3.42.

Metodologia de determinare a distribuției presiunilor a constat în aplicarea unor trepte de încărcare de 100 daN (până la cedare) și măsurarea deformațiilor înregistrate de dozele de presiune.

În tabelul 3.35 sînt prezentate rezultatele măsurătorilor valorilor pentru fiecare treaptă de încărcare a elementului de talpă. Concomitent cu înregistrarea deformațiilor în dozele de presiune s-au făcut măsurători ale tasărilor elementului de talpă, curba de încărcare-tasare rezultată fiind prezentată în fig.3.43.

Pe baza datelor din tabelul 3.35 s-au construit diagrame de variație a deformațiilor membranei și în consecință a variației presiunii pe doza de presiune.

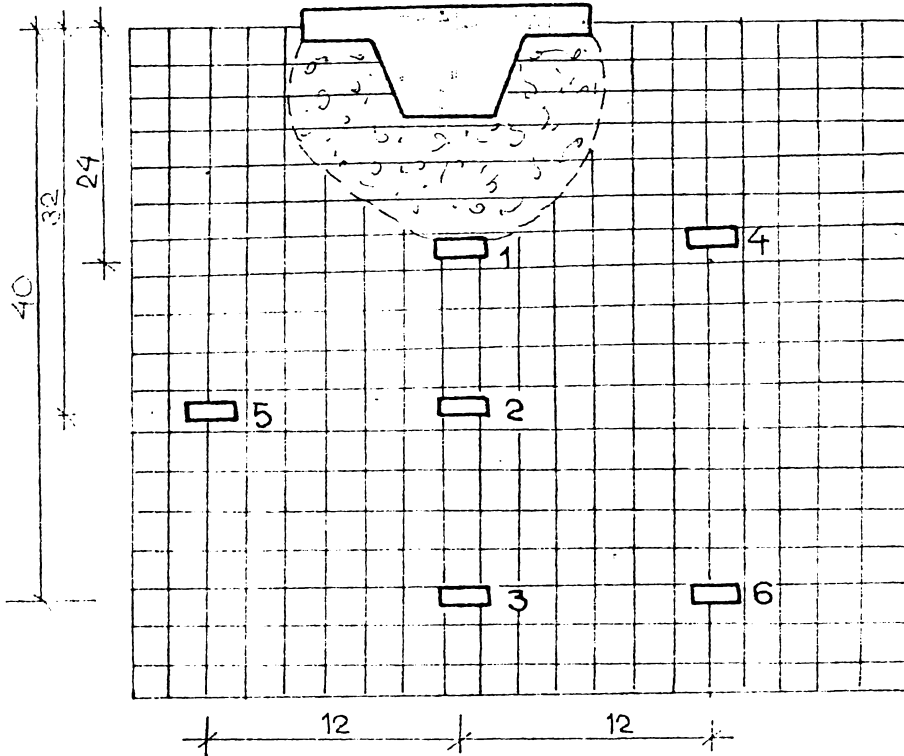


Fig.3.42. Schema de amplasare a dozelor de presiune.

În fig.3.42 sînt prezentate grădele și poziția a deformării membranei, deci a variației presiunii în doză în axial elementului (doza 1) și lateral la diferite nivele (doza 4 și 5).

Din interpretarea diagramei prezentată în fig.3.44 rezultă că solicitarea la nivelul de amplasare al dozei

D_1 pare să fie în faptul că pînă la treapta de încărcare de circa 600 daN solicitarea a fost preluată de către

bulbul din balast executat sub fundația ștanțată. După depășirea treptei de încărcare de 800 daN, s-a pus în evidență o creștere importantă. Măsurători tensometrice cu puntea tensometrică HUGGEULERGER

Tabelul 3.35

nr. timbru	%	etelor lg 0'	INCĂRCAREA [daN]													
			100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	
1	21	21,005	21015	21025	21030	21050	21049	21058	21048	21020	20990	20932	20852	20669	20424	20170
2	17	16,955	16965	16965	16970	16972	16970	16982	16982	17020	17030	17045	17057	16934	16716	17005
3	22	22,120	22220	22250	22255	22270	22279	22292	22295	22302	22300	22317	22332	22322	22311	22040
4	16	16,020	16030	16035	16012	16006	15990	15988	15970	15972	15945	15911	15882	15732	15611	15630
5	16	16,000	16017	16000	15943	15943	15920	15892	15892	15860	15870	15863	15840	15792	15710	15834

tă a tensiunilor în zona de teren aflată imediat sub bulbul din balast

În ceea ce privește dozele D_4 și D_5 amplasate la 12 cm în stînga și în dreapta față de axul fundației și la adîncimi diferite, se observă că solicitarea la 32 cm sub nivelul terenului (D_5) este mai mică decît la nivelul dozei (D_4) pentru treapta de încărcare de 1400 daN însă (D_5) a intrat în lucru și a pus în evidență valori pre-

siuniile verticale mai mari pentru treptele de încărcare cuprinse între 300 și 1100 daN.

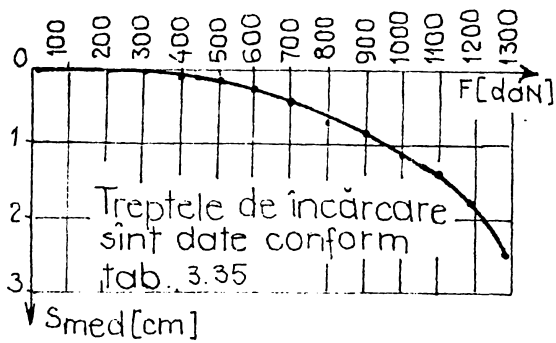


Fig. 3.43.- Curbă de încărcare - tasare.

Pentru valori ale încărcării mai mari de cît 1100 daN, pînă la treapta de 1400 daN corespunzătoare încălzirii de rupere a terenului, presiunile în dreptul dozei D_4 au fost mai mari decît la nivelul dozei D_5 (fig. r.42) ceea ce se poate

explica prin tendința de refulare laterală a terenului în momentul cedării terenului de fundare.

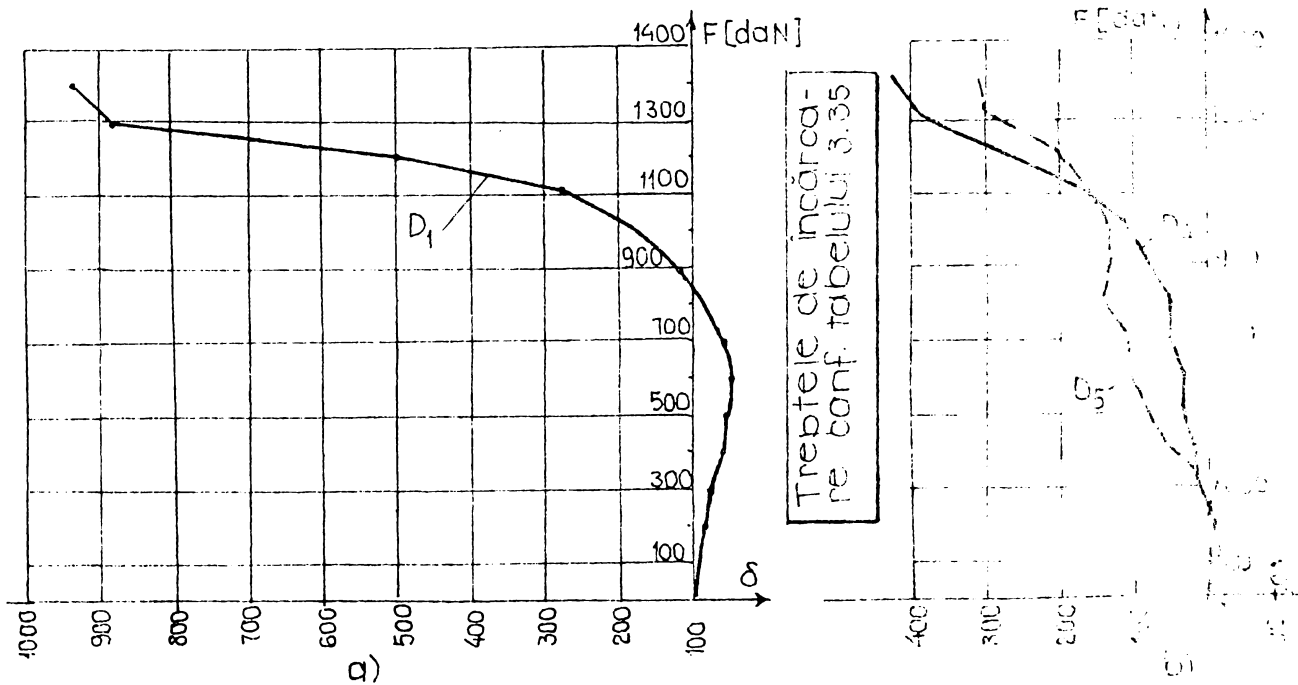


Fig. 3.44. Diagramele $F - \delta$ corespunzătoare dozelor (D_1, D_4, D_5).

3.6. STUDII CU PRIVIRE LA RELAȚIILE DE CALCUL CAPACITATII PORTANTE A ELEMENTELOR DE T ÎN CAZ DE ANTIREFULANTA.

In vederea stabilirii portanței fundațiilor executate

în gropi ștanțate trebuie efectuate calcule după cum urmează:

- starea limită de capacitate portantă a elementelor realizate din beton simplu sau din beton armat, capacitatea portantă a pământurilor de sub fundații realizate cu bulb și verificarea stabilității când asupra fundațiilor se aplică sarcini orizontale care sînt mai mari decît cele verticale ;

- starea limită de deformații verticale, orizontale și rotații sub acțiunea forțelor verticale, orizontale și respectiv momentelor.

3.6.1. Studii de capacitate portantă a fundațiilor realizate prin ștanțare fără bulb

Deoarece în cazul soluției studiate (clădiri civile cu pereți portanți, la care diagramele subsolului formează o cutie rigidă), încărcările fiind preponderent verticale, se apreciază utilitatea efectuării calculelor, pentru elementul de talpă studiat (trunchi de piramidă cu placă antirefulantă), numai după direcția verticală (fig.3.45).

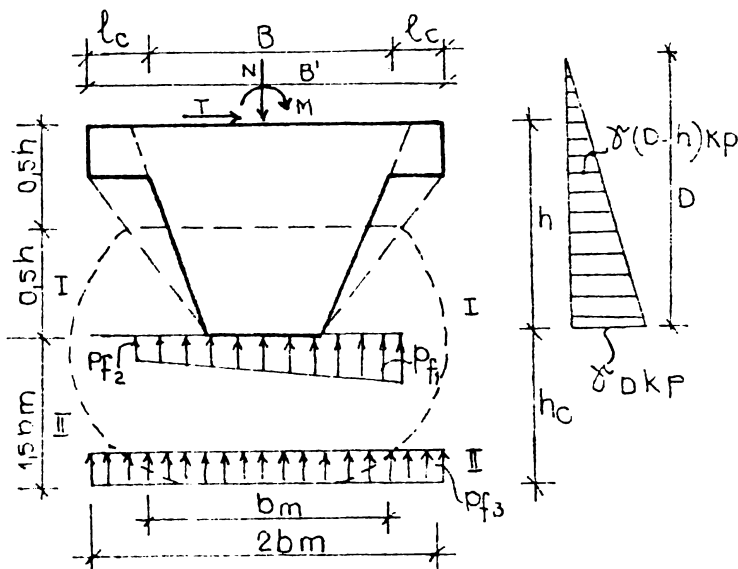


Fig.3.45. Schemă de calcul.

Pentru calculul elementului studiat (trunchi de piramidă cu placă antirefulantă), se consideră că este echivalentă cu un trunchi de piramidă simplu cu baza mare B' ca în fig. 3.45 și placă, care are lățimea și înălțimea h (fig.3.45).

În acest caz se face verificarea capacității portante a talpății, care este indicată în tabelul la două niveluri: la

verificare la contactul dintre fundație și terenul îndesat (secțiunea I,-I), iar cea de-a doua verificare la nivelul contactului dintre zona îndesată de sub fundație și terenul natural (secțiunea II,-II).

Presiunea la nivelul I considerînd efectul favorabil al compactării fundației ștanțate cu bulbul din pământ compactat, se determină conform relației clasice completată ca mai jos:

$$P_{ef 1,2} = \frac{N+G}{S_{med}} + \frac{\sum M - M_D - N \cdot b_m / 6}{W_m} \quad (3.10)$$

unde $M_p - N \cdot \frac{b_m}{6}$ sînt elemente noi ce apar în relația clasică și au expresiile:

$$M_p = b_m \cdot \frac{\gamma(D-h) K_p + \gamma DK_D}{2} \cdot h \cdot \frac{h}{3} \cdot \frac{2\gamma DK_p + \gamma(D-h) K_p}{\gamma DK_p + \gamma(D-h) K_p}$$

$$M_p = b_m \cdot \frac{2\gamma DK_D - \gamma h K_p}{2} \cdot h \cdot \frac{h}{3} = \frac{3\gamma D K_p - \gamma h K_p}{2\gamma D K_p - \gamma h K_p}$$

$$M_p = \frac{b_m h^2}{6} (3\gamma DK_p - \gamma h K_p) \quad , \quad K_p = \operatorname{tg}^2(45 + \phi / 2)$$

$$P_{ef1} \leq 1,2 P_{pl 1} \quad \text{și} \quad P_{ef2} \geq 0 \quad (3.12)$$

Înde:

N - este încărcarea verticală transmisă de construcție;

G - greutatea proprie a fundației ștanțate ;

S_{med} - suprafața transversală a fundației la jumătatea înălțimii h ;

W_{med} - modulul de rezistență corespunzător suprafeței S_{med} ;

$\sum M$ - suma momentelor încărcărilor din construcție la nivelul tălpilor ($\sum M = M + Th$) ;

K_p - momentul dat de rezistența pasivă de pe fața laterală a fundației ;

b_m - lățimea medie a fundației la mijlocul înălțimii acesteia ;

D - cota de fundare ;

h - înălțimea fundației ;

$P_{pl 1}$ - presiunea de calcul pe terenul înlesat în urma procesului de ștanțare, calculat conform STAS 3300-85.

Valoarea de calcul a coeziunii (c) a zonei compactate (dacă nu sînt făcute determinări de laborator), pentru calculul de preliminar se iau valorile din STAS 3300-85 înmulțite cu 1,4 , iar pentru unghiul de frecare înmulțite cu 1,2.

Presiunea efectivă pe teren la nivelul II-II se calculează cu relația clasică completată cu G_p astfel :

$$P_{ef 3} = \frac{N + G_f + G_D}{S_{comp}} < P_{pl 2} \quad (3.13)$$

unde G_p reprezintă greutatea volumului de pământ compactat până la cota corespunzătoare nivelului II-II,

Pentru fundații executate în terenuri normale, presiunea de calcul la nivelul II-II ($P_{pl 2}$) se calculează conform STAS 3040-89, cu valorile corespunzătoare caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului natural în care s-a executat fundația ștanțată.

Valorile maxime ale presiunilor $P_{pl 1}$ și $P_{pl 2}$ nu trebuie să depășească $5 \dots 6 \text{ daN/cm}^2$ [41, 42, 107].

3.6.2. Fundații cu bulb realizate prin ștanțare

Cum s-a arătat în principiu, tehnologia de realizare a fundațiilor cu bulb constă în ștanțarea gropii de fundare prin vibrație, urmînd ca în amprenta ștanțată în prima fază, să se introducă în porții mici ($0,5-1,0 \text{ m}^3$) material granular de adaos care se va compacta prin același procedeu.

Forma bulbului realizat astfel se poate asimila cu cea a unui elipsoid de rotație în funcție de natura terenului de fundație (se notează cu r_1 și respectiv h_1 lungimea semiaxelor pe direcție orizontală și respectiv verticală. fig.3.46, considerîndu-se în funcție de natura terenului trei cazuri prezentate în tabelul 3.36 [68].

Raza bulbului pe direcție orizontală se determină cu relația :

$$r_1 = k \sqrt[3]{V_b} \quad (3.14)$$

în care:

k- este coeficient care ține seama de forma bulbului și care se consideră astfel :

$$k = 0,62 \text{ pentru } h_1/r_1 = 1 \text{ (sferă) ;}$$

$$k = 0,5 \text{ pentru } h_1/r_1 = 1,4$$

$$k = 0,55 \text{ pentru } h_1/r_1 = 1,8$$

$$V_b = \text{volumul bulbului (egal cu volumul materialului de adaos).}$$

Experiența arată că diametrul maxim al bulbului se poate considera în calcule de max $2b$ (b -fiind latura sau diametrul patului la partea inferioară).

Secțiunea transversală maximă a bulbului rezultă din relația:

$$S_b = \tilde{\pi} r_1^2 \quad (3.15)$$

Grosimea zonei compactate a terenului natural de la baza bulbului în jos (h_c) se poate calcula cu relația :

$$h_c = r_c - r_1 \quad (3.16)$$

în care r_c este raza zonei de teren compactat care se determină cu relația:

$$r_c = 0,95 r_1 \sqrt[3]{\frac{\gamma_{d_c} - \gamma_d}{\gamma_{d_c} - \gamma_d} = r_1 \eta} \quad (3.17)$$

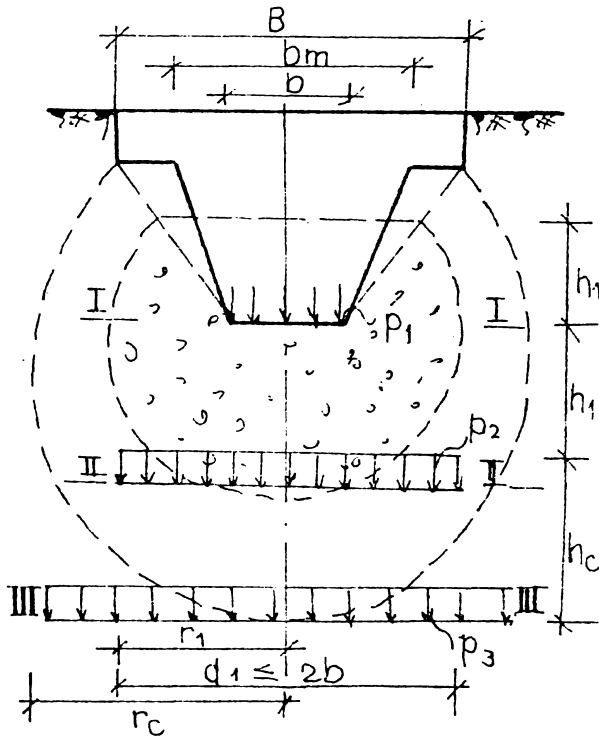


Fig.3.46. Schemă de calcula capacității portante.

unde:

γ_d - este greutatea volumică a terenului natural în stare uscată de sub talpa fundației ;

γ_{d_c} - greutatea volumică în stare uscată a terenului natural din zona îndesată , determinată experimental.

Mărimea coeficientului η depinde de γ_{d_c} și γ_d și poate fi extrasă din tabelul 3.37, [115].

Secțiunea orizontală a zonei compactate în zona de maximă extindere S_c se determină cu relația de calcul a suprafeței circulare :

$$S_c = \tilde{\pi} r_c^2 \quad (3.18)$$

Fundațiile realizate în gropi ștanțate cu bulb se pot calcula

Cazuri de formare a bulbului

Tabelul 3.36

h_1/r_1	Natura terenului de fundare	γ_d [KN/m ³]	S_r
1 (sferă)	pămînturi nisipoase	$\geq 15,0$	-
	pămînturi argiloase	$\geq 16,0$	$\leq 0,7$
	pămînturi argiloase	$\geq 17,0$	$> 0,7$
1,4 elipsoid	pămînturi nisipoase	$< 15,0$	-
	pămînturi argiloase	$< 16,0$	$\leq 0,7$
	pămînturi argiloase	15,0-17,0	$> 0,7$
1,8 elipsoid	pămînturi argiloase	$< 15,0$	$> 0,7$

Tabelul 3.37

d_c [KN/m ³]	Mărimea coeficientului pentru diverse valori γ_d						
	12,5	13,0	13,5	14,0	14,5	15,0	15,5
16,0	1,57	1,66	1,76	1,90	2,10	2,40	2,82
16,5	1,52	1,60	1,68	1,83	1,92	2,11	2,42
17,0	1,48	1,54	1,61	1,69	1,80	1,93	2,13
17,5	1,44	1,49	1,55	1,62	1,71	1,82	1,96
18,0	1,41	1,45	1,51	1,57	1,64	1,73	1,83
18,5	1,38	1,42	1,47	1,52	1,58	1,65	1,74

folosindu-se relația :

$$N \leq \frac{P}{k} \quad (3.18)$$

în care:

- N - reprezintă sarcinile verticale care acționează asupra fundației ;
- P - capacitatea portantă de calcul a terenului fundației realizată prin ștanțare (capacitatea portantă a fundației) ;
- k - coeficient de siguranță egal cu 1,4 când capacitatea portantă s-a determinat experimental.

După cum s-a arătat stabilirea capacității portante a fundațiilor ștanțate cu bulb ține seama de particularitățile structurii formate în teren (fig.3.46) . Calculul capacității portante la sarcini verticale, autorul le consideră că se pot face la diferite niveluri, secțiunile I-I, II-II și III-III, puse în evidență în fig.3.46, ale-

gîndu-se valoarea minimă și comparîndu-se cu încărcarea din construcție ce revine fundației respective.

Verificarea capacității portante în secțiunea I-I constă în determinarea rezultanței secțiunii P_1 la nivelul respectiv, și la calculul presiunii p_1 exercitate de baza fundației asupra materialului de adaos, presiune care trebuie să fie mai mică decît capacitatea portantă a acestuia. În această etapă de calcul, nu se ține seama de efectul transmiterii încărcării, la terenul de fundare și prin intermediul fețelor laterale ale fundației.

Corespunzător bazei bulbului din material rigid, la nivelul II-II, se calculează P_2 , valoare ce se repartizează pe suprafața ariei secțiunii transversale a bulbului. S_b . Presiunea obținută p_2 , se compară cu capacitatea portantă a terenului îndesat, prin crearea bulbului.

Verificarea a treia se face la nivelul III-III (la baza zonei compactate), de data aceasta presiunea p_3 se compară cu capacitatea portantă a terenului cu structura nederanjată.

Pe baza acestor calcule rezultă trei, valori ale capacității portante ale fundației, corespunzătoare celor trei niveluri (P_1, P_2 și P_3); valoarea cea mai mică alegîndu-se drept capacitate portantă a fundației montate la încărcări verticale astfel :

a) Valoarea capacității portante a fundației ștanțate P_3 , considerînd materialul rigid din bulb, se determină cu relația [107]:

$$P_1 = m k R_m S_1 ; \quad (3.20)$$

în care:

m -este coeficientul condițiilor de lucru, $m = 1$;

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

R_m - rezistența de calcul a materialului rigid din care este alcătuit bulbul, se consideră egală cu 100 daN/cm^2 pentru balast și criblură și cu 50 daN/cm^2 pentru nisip grosier;

S_1 - aria secțiunii transversale a fundației transversale la partea inferioară a acesteia ($S = b^2$) .

b) La nivelul II-II (fig.3.46) se determină capacitatea portantă a fundației ștanțate, ținînd seama de suprafața laterală înclinată a acesteia față de verticală.

Capacitatea portantă P_2 are expresia [68]:

$$P_2 = k (m_1 P_{plc} S_b + m_2 U_{med} f^n h) \quad (3.21)$$

în care:

- k - este coeficient de neomogenitate egal cu 0,7
- m_1 și m_2 - reprezintă coeficienți ai condițiilor de lucru egal cu 1 ;
- P_{plc} - capacitatea portantă a terenului compactat, determinată conform STAS 3300-85, luînd cossinusa specifică în jorată cu 1,4 și unghiul de frecare interior β înlocuit cu 1,2 [68];
- U_{med} - perimetrul mediu al secțiunii transversale a fundației (4 b_{med}) ;
- f^n - rezistența normală a terenului pe suprafața laterală a fundației , conform tabelului 3.38.
- h - înălțimea fundației ștanțate.

Tabelul 3.38

Cota de fundare D_f [m]	Pământuri necoezive			Pământuri coezive cu $\beta \geq 0,8$					
	mari și medii	fine	prăfoase	$\geq 0,8$	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
				f^n [KN/m ²]					
1	35	23	15	35	23	15	12	7	6
2	42	30	20	42	30	20	15	10	7
3	48	35	25	48	35	25	20	15	10

c). Capacitatea portantă a fundației ștanțate P_3 , la clasele III-III, se calculează în funcție de presiunea maximă aplicată pe terenul natural la nivelul bazei zonei îndesate, se calculează cu relația :

$$P_3 = k(m_1 P_{plc} S_c + m_2 U_{med} f^n h) \quad (3.22)$$

în care se păstrează notațiile prezentate la punctul b, mai puțin față de relația anterioară avînd următoarele semnificații :

P_{plc} - este capacitatea portantă de calcul (P_{plc}, P_{conv} etc) pentru terenul natural sub nivelul zonei compactate și se determină cu relațiile, din STAS 3300-85 ;

S_c - aria maximă a secțiunii transversale pe direcție orizontală a zonei compactate ($S_c = \sum r_c^2$).

În cazul sarcinilor orizontale capacitatea portantă a fundațiilor ștanțate se verifică cu relația :

$$P_{or} = \frac{k_{or} \cdot \gamma(D-h) K_D + \gamma D K_D}{2} \quad b_m h < T + \frac{\sum M}{h} \quad (3.23)$$

în care:

k_{or} - este coeficient al condițiilor de lucru, egal cu 0,8 ;

D - cota de fundare ;

h - înălțimea fundației ;

$$K_D = \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi / 2)$$

Calculul practic constă în determinarea caracteristicilor geometrice ale bulbului și ale zonei îndesate realizate prin ștanțare ($r_1, h_1, S_b, r_c, h_c, S_c$), după care se calculează capacitatea portantă în secțiunile I-I, II-II și III-III; valoarea minimă reprezentând capacitatea portantă a fundației ștanțate.

3.6.3. Studii privind calculul plăcii antirefulante în cazul încărcărilor verticale

Pentru rezolvarea problemei autorul apelează la ipoteza lui Winkler, considerînd terenul un mediu elastic. În vederea determinării presiunilor ce acționează asupra plăcii se dă o plasare verticală ΔZ (fig.3.47).

Se precizează că fundația are forma de trunchi de piramă cu baza pătrată și prevăzută la partea superioară cu o placă cu următoarele caracteristici geometrice :

- suprafața abcd :

$$S_1 = h(b+h \operatorname{tg} \alpha) \quad (3.24)$$

- suprafața trunchiului cde :

$$S_2 = 0,25 b^2 \operatorname{ctg} \alpha \quad (3.25)$$

- lățimea fețelor laterale la adîncimea z :

$$b_z [B h - z (B-b)] / h \quad (3.26)$$

- distanța de la partea superioară a fundației pînă la centrul de greutate al feței laterale :

$$z_1 = h^2 (B+2b) / 6S_1 \quad (3.27)$$

În urma deplasării pe verticală a fundației cu cantitatea

Z, pe talpă și pe fețele canalelor ia naștere o reacțiune unitară, distribuită $K_z \Delta Z$, unde (K_z este coeficientul de pat). În acest caz rezultanta acestei deplasări are valoarea :

$$K_z \Delta Z \cdot b^2 + 2(B' \cdot l_c + B \cdot l_c) K_z \Delta Z \quad (3.28)$$

Încărcarea verticală K se transmite terenului de fundare prin intermediul talpii, plăcii superioare și a fețelor laterale ; rezultatele presiunilor pe fața laterală sunt însoțite cu R_1 și R_2 .

Din condiția de echilibru pe verticală a fundației , rezultă :

$$N + G + G_p = 4(R_1 + R_2) \cos [90 - (\alpha + \phi)] + 2(B' \cdot l_c + B \cdot l_c) K_z \Delta Z \quad (3.29)$$

unde R_1 și R_2 sînt reacțiunile terenului de fundare corespunzătoare prafetelor laterale (unde S_2) :

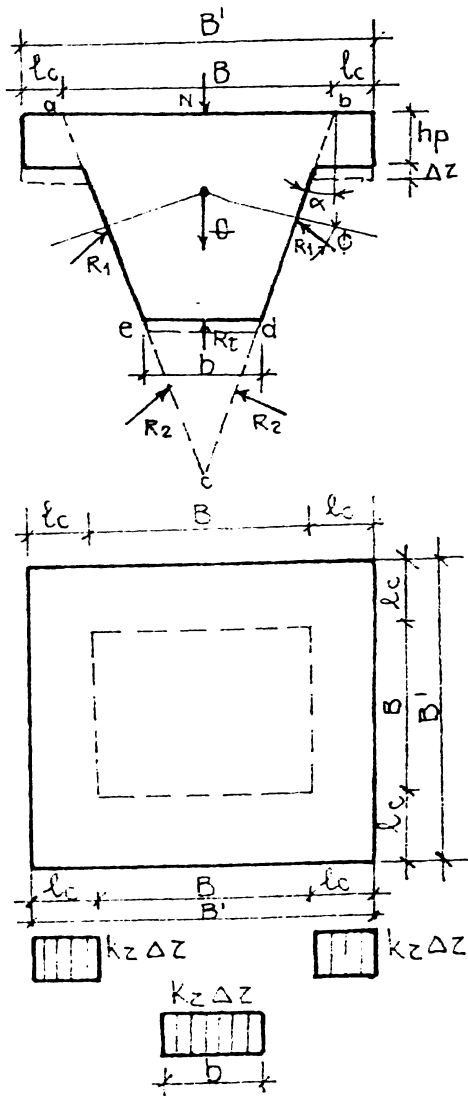


Fig. 3.47. Schemă de calcul.

$$R_1 = \frac{[N + G + G_p - 2(B' \cdot l_c + B \cdot l_c) K_z \Delta Z] \cdot S_1}{4(S_1 + S_2) \sin (\alpha + \phi)} \quad (3.30)$$

$$R_t = \frac{[N+G+G_p - 2(B'l_c + B l_c) K_z \Delta Z] \cdot S_2}{S_1 + b_2} \quad (3.31)$$

În relațiile (3.29...3.31) s-au făcut notațiile :

G - este greutatea proprie a părții trunchi de piatră a fundației ;

G_p - greutatea proprie a plăcii superioare ;

R_t - reacțiunea terenului pe talpă.

Scriind condiția de echilibru pe verticală, considerând reacțiunea de pe talpă ($K_z \Delta Z b^2$), se obține :

$$N+G+G_p = 4R_1 \sin(\alpha + \phi) + K_z \Delta Z [(K_z b^2 + 2(B'l_c + B l_c))] \quad (3.32)$$

În acest caz, pentru fundația cu console executată în groapa ștanțată, deplasarea ΔZ se determină cu relația :

$$\Delta Z = \frac{N+G+G_p - 4R_1 \sin(\alpha + \phi)}{K_z b^2 + 2(B'l_c + B l_c) K_z} \quad (3.33)$$

Cu valoarea lui ΔZ dată de relația (3.33) se pot determina presiunile reactive pe suprafața consolelor și pe bază (b^2), deci :

$$p = K_z \cdot \Delta Z. \quad (3.34)$$

Cu valoarea lui p se determină momentele în placă (considerând console încestate în fundație), deci :

$$M_c = p \cdot l \cdot B \cdot \frac{l}{2} = p \frac{l^2}{2} \cdot B \quad (3.35)$$

Aria de armătură necesară se calculează cu relația :

$$A_a = \frac{M}{0,85 h_{co} R_a} \quad (3.36)$$

în care :

h_{co} - este înălțimea consolei (plăcii) din care s-a scăzut acoperirea cu beton (2,5-4 cm) ;

R_a - rezistența de calcul a armăturii.

Disponerea armăturilor se face în rețea rectangulară (fig.3.48) .

Armarea poate fi executată și cu plase sudate confecționate usinat.

3.6.4. Calculul capacității portantă a elementului exploatat și armat și

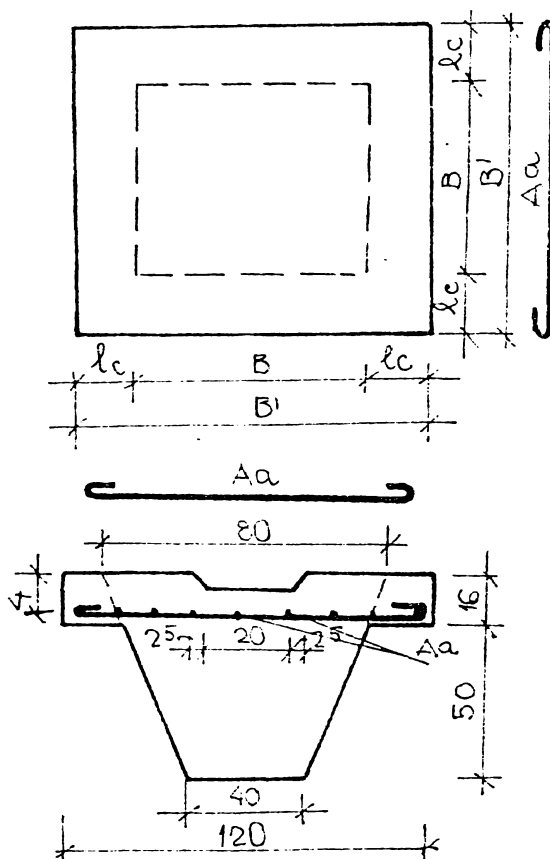


Fig.3.48. Schemă de armare a elementului de talpă.

Pentru verificarea capacității elementelor de talpă și soluției de F. care studiate tor s-a urmărit parame, rezultă încercărilor citate portant tuate pe metode de capacitate de rezultate și lăi urmărirea evoluției cauză criza în 3.6.1....2.6.2.6. 3.6.4.1.1. Calculul elementului de talpă cu placă antirefulantă fără bulb

valorile experimentale constituie un aspect important în etapa preliminară a elementelor de talpă, care se face pe baza relațiilor de calcul prezentate anterior.

3.6.4.1'. Calculul elementului de talpă cu placă antirefulantă fără bulb

Pentru calculul elementului de talpă fără bulb conform metodologiei descrisă la punctul 3.6.1 s-au adoptat schema și dimensiunile din fig.3.49. Conform schemei din această figură rezultă următoarele elemente de calcul :

$$b_m = \frac{30+10}{2} = 20 \text{ cm} = 0,2 \text{ m (latura secțiunii medii)}$$

$$h = 16,5 \text{ cm} = 0,165 \text{ m (înălțimea elementului)}$$

$$S_{med} = 0,2 \cdot 0,2 = 0,04 \text{ m}^2 \text{ (aria secțiunii medii),}$$

$$W_{mi} = \frac{b_m^3}{6} = \frac{0,20^3}{6} = 0,00133 \text{ (modulul de rezistență)}$$

$$G_f = 0,145 \text{ KN (greutatea elementului)}$$

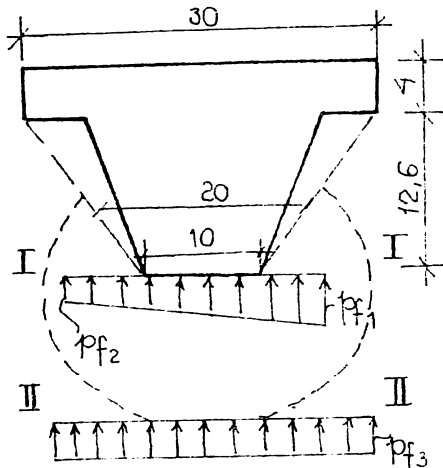


Fig. 3.49. Schemă de calcul a elementului experimental.

Calculul capacității portante s-a făcut pentru terenul îndesat, introducând în calcul următoarele caracteristici:

- unghiul de frecare interioră $\phi = 32^\circ$;

- greutatea volumică

$$\gamma_n = 20,33 \text{ KN/m}^3$$

În lipsa unor determinări de laborator pentru terenul îndesat rezultă următoarele valori:

$$\phi_1 = 1,4 \cdot \phi_n = 1,4 \cdot 32 = 45^\circ$$

$$\gamma_1 = 1,04 \gamma_n = 21,14 \text{ KN/m}^3$$

Capacitatea portantă a elementului de talpă s-a calculat pe baza relațiilor 3.10...3.13, astfel:

Din condiția de verificare în secțiunea I-I (fig. 3.50) e baza relației:

$$P_{ef1,2} = \frac{N+G_f}{S_{med}} + \frac{\sum 2M + M_p - N \frac{b_m}{6}}{W_m}$$

și acceptînd la limită $P_{ef1} = 1,2 P_{pl1}$ (condiția 3.21)

a rezultat pentru calculul capacității portante următoarea relație:

$$N_{cap}^{I-I} = \frac{1,2 P_{pl1} S_{med} \cdot W + M_p S_{med} - G_f W_m}{W_m = \frac{b_m}{6} S_{med}} \quad (3.37)$$

Presiunea de plasticizare p_{pl1} s-a calculat conform STAS 3300-85 cu relația:

$$P_{pl1} = m_1 (\gamma_1 b_m \cdot N_1 + q N_2 + c N_3) \quad (3.38)$$

care:

$m_1 = 2$ - coeficient al condițiilor de lucru ;

$\gamma = 21,14 \text{ KN}$ - greutatea volumică a straturilor aflate sub fundație ;

$q = \gamma h = 21,14 \cdot 0,165 = 3,48 \text{ KN/m}^2$ (suprasarcina la nivelul tălpii fundației) ;

$c = 0$

$N_1 = 3,66$

$N_2 = 15,64$ coeficienți rezultați din STAS 3300 în funcție de ϕ

$N_3 = 14,64$

Introducând aceste valori în relația 3,38 s-a obținut :

$$P_{pl2} = 2(21,14 \cdot 0,2 \cdot 3,66 + 3,48 \cdot 15,64) + 0,14,64) = 139,30 \text{ KN/m}^2$$

Momentul dat de rezistența pasivă M_p s-a calculat cu relația :

$$M_p = \frac{b_m h^3 \cdot \gamma \cdot K_p}{3} = \frac{0,2 \cdot 0,165^3 \cdot 21,14 \cdot 20,34}{3} = 0,128 \text{ KN/m}$$

Pentru capacitatea portantă în secțiunea I-I, a rezultat următoarea valoare:

$$N_{cap}^{I-I} = \frac{1,2 \cdot 139,80 \cdot 0,04 \cdot 0,0013 + 0,128 \cdot 0,04 - 0,145 \cdot 0,0013}{0,0013} = 18,72 \text{ KN}$$

Capacitatea portantă în secțiunea II-II (fig.3.50) s-a calculat cu relația :

$$N^{II-II} = P_{ef3} \cdot S_{comp} - G_f - G_p \quad (3.39)$$

acceptînd la limită :

$$P_{ef3} = P_{pl2}$$

Presiunea de plasticizare P_{pl2} s-a calculat cu relația (3.39) în care s-au introdus caracteristicile terenului natural și coeficienții : (conform STAS 3300-85) :

$N_1 = 1,34$

$N_2 = 6,35$

$N_3 = 8,55$

A rezultat pentru presiunea de plasticizare :

$$P_{pl2} = 2(20,33 \cdot 0,2 \cdot 1,34 + 21,14 \cdot 0,465 \cdot 6,35 + 0,14,55) = 138,73 \text{ KN/m}^2$$

In relația (3.39) mai intervin :

$$S_{\text{comp}} = \tilde{\pi}(1,5 b_m)^2 = 0,282 \text{ m}^2 - \text{aria maximă a zonei } \hat{\text{îndesate.}}$$

$$G_p = \frac{3\tilde{\pi}(1,5 b_m)^3}{4} \gamma_{\hat{\text{î}}} = 1,34 \text{ KN} - \text{greutatea prafului } \hat{\text{îndesat.}}$$

Din relația (3.39) o rezultat

$$N_{\text{cap}}^{\text{II-II}} = 135,73 \cdot 0,282 - 0,145 - 1347 = 36,78 \text{ KN}$$

$$N_{\text{cap}} = \min(N_{\text{cap}}^{\text{I-I}} ; N_{\text{cap}}^{\text{II-II}}) = \min(18,72 ; 36,78) = 18,72 \text{ KN.}$$

3.6-4.2. Calculul elementului de talpă cu placă antirefulantă cu bulb.

Calculul elementului de talpă cu bulb din material granular la bază conform schemei din fig.3.50 a presupus calculul următoarelor elemente (relațiilor 3.14...3.17).

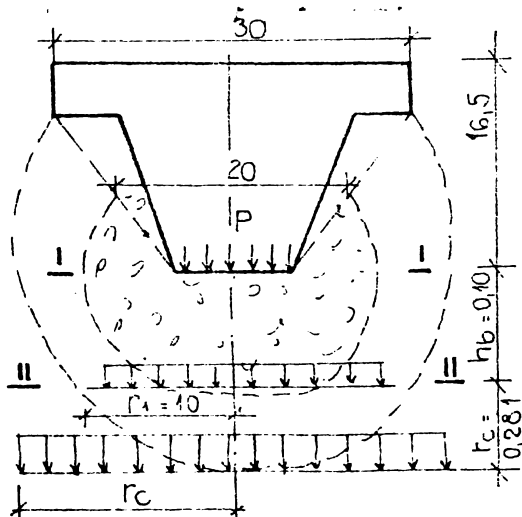


Fig.3.50. Schemă de calcul a elementului experimental.

următoarelor elemente (relațiilor 3.14...3.17).

$$r_1 = b = 0,20 \text{ m} - \text{raza bulbului}$$

$$S_b = \tilde{\pi} r_1^2 = 0,125 \text{ m}^2 - \text{aria suprafeței laterale a bulbului}$$

$$r_c = 0,95 \cdot 0,20 \cdot \sqrt[3]{\frac{1}{19,94}}$$

$$= 0,190 \sqrt[3]{25,90} = 0,190 \cdot 2,96 = 0,562 \text{ m}$$

(raza zonei compactate)

$$S_c = \tilde{\pi} r_c^2 = 0,455 \text{ m}^2 - \text{aria maximă a secțiunii zonei } \hat{\text{îndesate.}}$$

Valorile de mai sus s-au obținut pentru terenul în stare în-desată cu următoarele caracteristici : $\phi_n = 32^\circ$

$$\gamma_n = 20,33 \text{ KN/m}^3 ; \gamma_d = 19,17 \text{ KN/m}^3 ; \gamma_{\hat{\text{î}}} = 21,14 \text{ KN/m}^3 ;$$

$$\gamma_{d_c} = 19,94 \text{ KN/m}^3.$$

Capacitatea portantă se calculează pe baza relațiilor 3.20... 3.22 cu relația :

$P_{cap} = \min (P_1, P_2, P_3)$ unde P_1, P_2, P_3 corespund valorilor obținute în secțiunile I-I; II-II și III-III.

Calculul capacității portante a fundației (P_1) din condiția de rezistență a materialului rigid din bulb, se determină cu relația :

$$P_1 = m K R_m S_f$$

Introducând următoarele date,

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

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

$R_m = 100 \text{ daN/cm}^2 = 10.000 \text{ KN/m}^2$ - rezistența de calcul a balastului din bulb.

$S_f = 0,1 \cdot 0,1 = 0,01 \text{ m}^2$ - aria bazei mici a fundației

Rezultă :

$$P_1 = 1 \cdot 0,7 \cdot 10.000 \cdot 0,01 = 70 \text{ KN/m}^2$$

Capacitatea portantă P_2 , determinată din condiția de rezistență a terenului îndesat din bulb se determină cu relația (3.21)

$$P_2 = K (m_1 P_{plc} S_b + m_2 U_{med} f^n \cdot h)$$

Pentru următoarele date:

$K = 0,7$ coeficient de neomogenitate ;

$m_1 = m_2 = 1$ - coeficienți ai condițiilor de lucru ;

$P_{plc} = P_{pl1} = 139,80 \text{ KN/m}^2$ (calculată conform STAS 3300-85 la punctul 3.6.4.1)

$S_b = 0,125 \text{ m}^2$

$U_{med} = 1,25 \text{ m}$ - perimetrul secțiunii medii ;

$f^n = 35 \text{ KN/m}^2$ - rezistența normală pe suprafața laterală conform tabelului 3.38 ;

$h = 0,265 \text{ m}$

Introducând în calcul aceste date se obține :

$$P_2 = 0,7(1 \cdot 139,80 \cdot 0,125 + 1 \cdot 1,25 \cdot 35 \cdot 0,265) = 20,40 \text{ KN}$$

Capacitatea portantă P_3 , determinată din condiția de rezistență a

terenului natural, suport al zonei îndesate s-a determinat cu relația (3.22),

$$P_3 = K(m_1 P_{pl} S_c + m_2 U_{med} f^N h)$$

pentru următoarele date:

$$K = 0,7$$

$$m_1 = m_2 = 1$$

$$P_{pl} = P_{pl_2} = 135,73 \text{ (determinată conform STAS 3300-85 la punctul 3.6.4.1)}$$

$$S_c = 0,455 \text{ m}^2 \text{ - aria secțiunii maxime a zonei compacte}$$

$$U_{med} = 1,25 \text{ m}$$

$$f^N = 35 \text{ kN/m}^2 \text{ (conform tabelului 3.38)}$$

$$h = 0,265 \text{ m}$$

A rezultat :

$$P_3 = 0,7(1 \cdot 135,73 \cdot 0,455 + 1 \cdot 1,25 \cdot 35 \cdot 0,265)$$

Capacitatea portantă a elementului de talpă cu bulb din material granular la bază, determinată prin calcul este:

$$P_{cap} = \min. \text{ din } (P_1, P_2, P_3) = \min \text{ din } (70 ; 20,40; 50,39) \text{ KN} = 20,40 \text{ KN}$$

3.6.4.3. Concluzii cu privire la capacitatea portantă a elementelor de talpă și relațiile de calcul

Pentru a compara capacitatea portantă rezultată prin calcul, cu cea obținută prin încercări statice de probă, s-a determinat capacitatea portantă în funcție de încărcarea la rupere P_{rupere} cu relația :

$$P_{cap} = \frac{P_{rupere}}{K} \quad (3.40)$$

unde $K = 2$ este un coeficient de siguranță.

Astfel pentru elementul de talpă fără bulb, pentru încărcarea la rupere $P_{rupere} = 5300 \text{ KN}$ (fig.3.27) . a rezultat o capacitate portantă de $26,5 \text{ KN}$, comparativ cu $18,72 \text{ KN}$, valoarea minimă obținută prin calcul.

Pentru elementul de talpă cu bulb, încărcarea la rupere determinată prin încercare statică de probă a fost de 58 kN (fig. 3.28) căreia îi corespunde o capacitate portantă de 29 kN, comparativ cu valoarea minimă de 20,40 kN cât a rezultat prin calcul. Se constată că valorile calculate sînt inferioare capacităților portante obținute experimental, ceea ce asigură siguranță în fazele de proiectare, coeficientul de siguranță fiind:

$$K = \frac{p_{exp}}{p_{calc.}} \quad \text{de } 1,40-1,50, \text{ urmînd ca definitivarea capacității portante să se facă experimental.}$$

3.7. STUDII CU PRIVIRE LA CALCULUL TASĂRIILOR ELEMENTELOR DE TALPA CU PLACA ANTIREFULINGEA

Pentru calculul tasărilor, autorul pornește de la calculul tasărilor fundațiilor de suprafață realizate în gropi ștanțate care se face prin metoda însumării pe straturi elementare, conform formitei cu STAS 3300-85, ținînd seama de prezența scurturei de îndesare diferită care apar sub elementul de fundație în procesul de ștanțare.

Astfel valorile tasării fundației se vor calcula conform STAS 3300-85 cu următoarea relație :

$$s = 100 \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z_i}^{med} \cdot h_i}{E_i} \quad (3.41)$$

în care:

- β - coeficient de corecție egal cu 0,8 ;
- $\sigma_{z_i}^{med}$ - efortul unitar vertical mediu al stratului elementar i ;
- h_i - grosimea stratului elementar i ;
- E_i - modulul de deformație liniară al stratului elementar i ;
- n - numărul de straturi elementare cuprins în limita zonei active.

Calculul fundațiilor de suprafață (elementul de talpă) cu bulb din materiale granulare realizate prin ștanțare se face ținînd modelul fundației cu două straturi (fig.3.51).

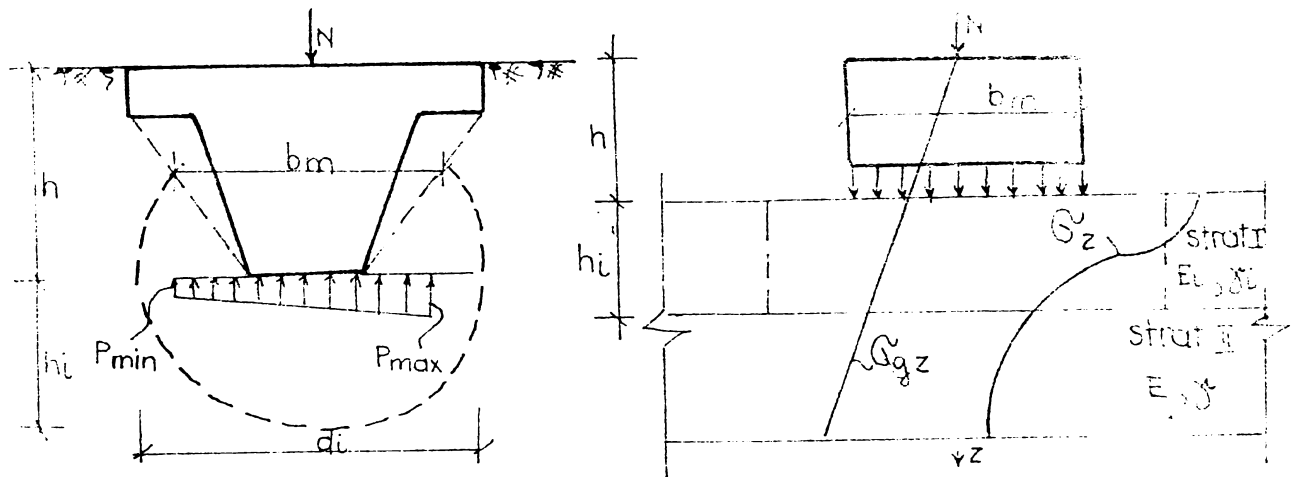


Fig. 3.51. Schemă de calcul

Conform schemei adoptate se consideră o fundație convențională cu dimensiunile secțiunii transversale egale cu dimensiunile secțiunii medii a fundației ștanțate. Stratul I se consideră cu grosime $h_1 = 1,5 b_m$ (grosimea zonei îndesate) pentru care se vor introduce în calcul caracteristicile E_1 și δ_1 ale terenului îndesat, iar pentru stratul II stratul suport al zonei îndesate se vor introduce caracteristicile terenului normal (E, δ).

Modulul de deformație al terenului îndesat (E_1) se consideră pentru calcule preliminare ca avînd valorile 500-250 daN/cm² pentru pămînturi argiloase și 250-300 daN/cm² pentru pămînturi nisipoase.

Pentru calculul fundațiilor de suprafață cu bulb din materiale granulare la bază se adoptă schema de calcul din fig. 3.51.

Conform schemei din fig. 3.52, se adoptă modelul fundației cu trei straturi, considerînd o fundație convențională cu dimensiunile secțiunii transversale egale cu dimensiunile secțiunii medii ale fundației ștanțate.

Stratul I se consideră de grosime egală cu h_b (grosimea bulbului) determinată conform relației 3.6. iar stratul II se consideră ca avînd grosimea zonei îndesate. În calculul tărierii pe baza relației 3.37 se vor introduce: pentru stratul I E_b, δ_b corespunzătoare materialului din bulb, pentru stratul II, E_1, δ_1 corespunzătoare terenului îndesat, iar

pentru stratul III, E și γ , corespunzătoare terenului natural (stratul suport a zonei îndesate). Pentru calcule preliminare se

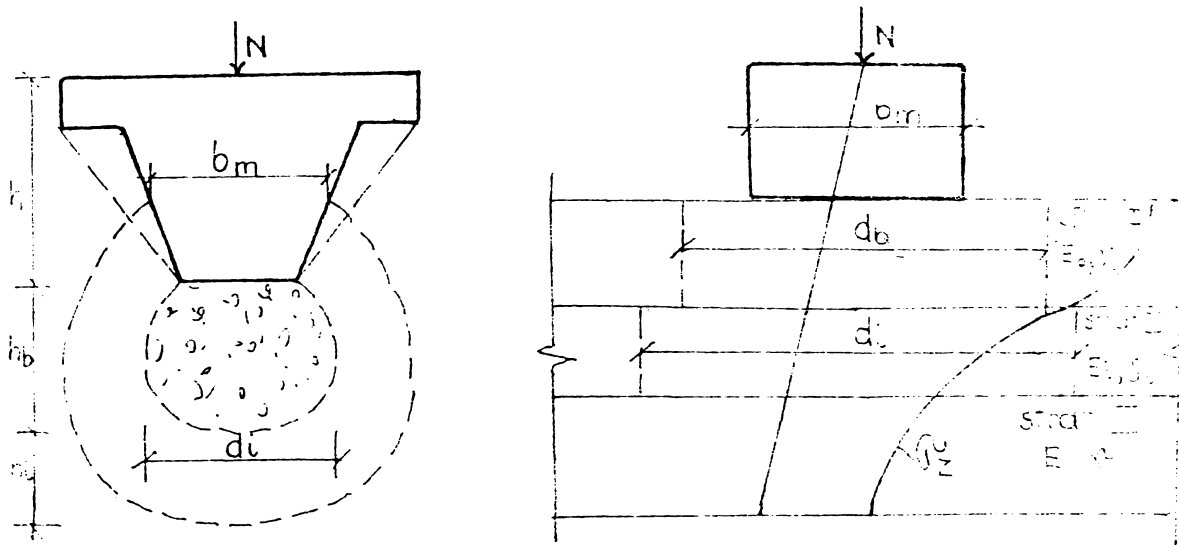


Fig.3.52. Schemă de calcul

admit pentru E_0 valorile de 500-600 daN/cm² pentru nisip și 100-200 daN/cm² pentru argilă, iar pentru E_1 valorile prezentate anterior,

3.8. CONCLUZII FINALE ASUPRA STUDIULUI ÎNDEȘĂRII DE TALPA CU PLACA ANTIREFULANTĂ

Studiile teoretice și experimentale efectuate asupra elementului de talpă cu placă antirefulantă, comparativ cu alte tipuri de elemente de talpă permit formularea următoarelor concluzii:

- elementul de talpă cu placă antirefulantă a prezentat o capacitate portantă superioară comparativ cu celelalte modele studiate, în toate categoriile de teren studiate (afânat, mediu îndesat, îndesat) ;
- placa antirefulantă are rolul de a amplifica efectul de ștanțare și prin această, contribuie la mărirea dimensiunilor zonei de îndesare ce apare în urma procesului de ștanțare, în jurul fundației, apare astfel o zonă cu caracteristici mecanice superioare terenului natural, micșorându-se astfel deformabilitatea terenului de fundare sub acțiunea încărcărilor transmise de fundații ;

- mărirea zonelor de îndesare și posibilitatea în cazul utilizării soluției de fundare (pereți portanți-fundații discontinue) studiate la dispunerea elementelor de talpă la distanțe mai mari decât elementele fără placă ;
- capacitatea portantă ridicată pe care o prezintă elementele de talpă cu placă antirefulantă permit creșterea numărului acestora, astfel și transmiterea în condiții de siguranță a încărcărilor transmise de panouri prefabricați ai infrastructurii ;
- soluția de fundare studiată pentru proiectul T 77 și soluțiunea Pb₂ pe baza încercărilor de capacitate portanță pe modele, s-a apreciat că pentru preluarea în condiții de siguranță a încărcărilor este suficientă înălțimea a 3 elemente de talpă sub diafragmele longitudinale și 2 elemente sub diafragmele transversale ;
- pe baza încercărilor pe modele se poate aprecia că soluția optimizată a elementului de talpă cu placă antirefulantă prezintă avantaje deosebite în raport cu celelalte tipuri de elemente studiate în toate categoriile de teren, dar în special în terenurile medii îndesate și foarte îndesate ;
- se poate aprecia că aplicarea acestei soluții în condițiile unor terenuri medii sau îndesate reprezintă soluție optimă atât din punct de vedere al eficienței economice ridicate cât și datorită siguranței în exploatare , dată fiind capacitatea portantă ridicată a elementului de talpă studiat ;
- crearea unui bulb din materiale granulare la baza datiei produce o creștere a capacității portante cu până la 30%, comparativ cu cea a fundației fără bulb.

Concluzia generală a studiului pe modele, efectuat, este că elementul de talpă cu placă antirefulantă corespunde scopului propus și prezintă avantaje în raport cu alte soluții posibile, prin capacitatea portantă ridicată pe care o prezintă și prin faptul că asigură o mai bună rezumare a panourilor prefabricate ale structurii subsolului.

Un alt avantaj al soluției studiate îl constituie faptul că față de soluția aplicată pînă în prezent la care erau necesare 3 tipuri de elemente de talpă (X,T,L) , la noua soluție se folosesc numai elemente de talpă de tip X; care prezintă avantaje legate de prefabricarea și montarea elementelor de talpă.

Relațiile de calcul prezentate la punctul 3.6. asigură determinarea capacității portante a elementelor de talpă cu un coeficient de siguranță de 1,4-1,5 față de capacitatea portantă reală a acestora (determinată experimental) ceea ce în condiții de proiectării în condiții de siguranță a soluției de fundare, este necesare însă încercări de capacitate portantă a elementelor de talpă la lucrările de piloți.

4. STUDII ASUPRA ELEVATIILOR SI IMBINARIILOR

4.1. STUDII CU PRIVIRE LA ALCATUIREA SI CALCULUL ELEVATIILOR SI IMBINARIILOR

4.1.1. Consideratii asupra normativului Plol-78

Instrucțiunile tehnice pentru proiectarea și execuția clădirilor de locuit cu structura de rezistență din panouri mari, Indicativ P.101-78 [116], prevăd ca infrastructura clădirilor de locuit din panouri mari să se realizeze, de regulă, cu subsol general. Pereții subsolului se pot realiza din beton armat monolit, sau din panouri plane prefabricate (de menționat că primul proiect tip cu elevații prefabricate a apărut în 1985 - proiect 1340 IPCT) realizate cu aprobări limitate, elevațiile prefabricate, fiind executate din anul 1974 de către Facultatea de Construcții din Timișoara, TAGCM Timiș și IPROTIM. Se precizează că înălțimea pereților subsolului să fie aceeași pe toată suprafața clădirii, iar monolitizările să fie capabile să asigure rigiditatea de ansamblu a infrastructurii. Pentru aceasta fețele laterale ale panourilor vor fi profilate și prevăzute cu nastâți sau bucle care se înădesc prin sudură, respectiv buclele prin suprapunere. Pereții subsolului se vor considera ca grinzi-pereți acționate pe de o parte de încărcările aduse de suprastructură, iar pe de altă parte de presiunile de la nivelul tălpilor fundațiilor.

In cazul clădirilor amplasate pe terenuri deformabile, la care sînt posibile tasări diferențiate, este necesar a se efectua un calcul al pereților subsolului care să țină seama de colaborarea cu suprastructura și terenul de fundare.

Normativul P 101-78, recomandă ca eforturile suplimentare din tasări să fie preluate prin dimensionarea corespunzătoare a pereților subsolului și a îmbinărilor orizontale și verticale. Trebuie să fie necesară modificarea panourilor prefabricate de la suprastructură; fac excepție clădirile proiectate special pentru a fi amplasate pe terenuri cu tasări diferențiate.

Normativul P 101-78 nu menționează nimic despre prefabricarea tălpilor pentru fundațiile continue sub pereți portanți iar pentru elevații problema este tratată în modul cel mai general, fără a se face referiri la alcătuirea și calculul panourilor și al pereții subsolului. De asemenea nu se precizează metodele pentru calculul de interacțiune dintre construcție și teren, necorespunzătoare la dimensionări corespunzătoare a infrastructurii.

4.1.2. Studii cu privire la calculul și alcătuirea fundațiilor și a îmbinărilor de la infrastructura de

La realizarea soluției s-a pornit de la proiectul tip III în secțiunea Pb₂.

Pentru calcul s-au considerat următoarele încărcări :

- sarcina verticală, provenită din greutatea clădirii și din încărcările utile (încărcări prezentate în proiectul tip III la cota -2,00 m) ;
- sarcini horizontale din vânt ;
- sarcini horizontale din seism ;
- deformarea clădirii prin cedarea rezanțelor ;
- influența încărcării neuniforme a sarcinilor verticale asupra fundațiilor diafragmelor ;
- împingerea pământului pe panourile exterioare.

Pornind de la starea de eforturi și deformații din punct de vedere de elevație, pentru clădiri cu S+P+4E (conform proiectului tip III) grosimea acestora s-a redus de la 20 cm la 16 cm, păstrându-se caracteristicile constructive prezentată în cadrul soluției III (vezi cap. II). Dimensionarea panourilor de elevație și a îmbinărilor orientate vertical s-a făcut conform normativului P101-78 ("Instrucțiunile tehnice privind proiectarea clădirilor de locuit cu structură rezistentă din panouri mari" elaborat de IPCT București).

Pentru panourile de elevații au fost luate în considerare următoarele încărcări :

- capacitatea portantă la acțiunea forței tăietoare și la fisurările înclinate sub acțiunea eforturilor principale de tracțiune (vezi cap. II) ;
- rezistența la eforturile de compresiune (ținând seama de excentricități, curgeri lente și flambaj) ;

- rezistența la eforturile de întindere (dimensionare armăturilor verticale de continuitate) ;

Verificarea îmbinărilor verticale la lunecare (forfecare) s-a făcut, avînd în vedere că :

lunecarea totală [116] lunecarea capabilă .

Verificarea îmbinărilor orizontale dintre elementele discontinue și elevații s-a realizat ținînd cont de capacitatea portantă a stîlpișorilor de la intersecții (considerînd aportul betonului și al armăturilor).

În urma verificărilor , pe baza solicitărilor reale, a rezultat forma generală a panourilor prefabricate pentru elevații, panouri plane, prevăzute cu dinți și alveole pe contur și armate cu carcasa spațială din condiții de manipulare , transport și contracție (vezi cap.1).

Pezele laterale ale panourilor s-au prevăzut caduții (avînd capacitate sporită la preluarea forțelor de cădere necesită o execuție mai simplă și controlabilă), iar partea superioară este prevăzută cu alveole (conform proiectului talpă, armarea este realizată dintr-o carcasă spațială confecționată (conturul este bordat cu bare independente iar în câmp este o plasă sudată).

Elementele de talpă se realizează din beton simplu, avînd formă de trunchi de piramidă cu baza mare de 80x80 cm, sus mică de 40x40 cm și înălțimea totală de 50 cm, iar la partea superioară au prevăzută o placă cu grosimea de 16 cm și lungimea elementelor de 20 cm, armată cu bare independente sau plasă sudată unică care este așezată la partea inferioară. Pentru confecționare se de preferat să se folosească beton de marcă B150.

4.1.2.1. Studii referitoare la îmbinările verticale

Se știe că elementul sensibil al comportării infrastructurilor prefabricate, la clădirile cu pereți portanți, îl reprezintă conceperea și realizarea îmbinărilor verticale.

Studiindu-se acest aspect, verificarea îmbinărilor verticale s-a făcut în ipoteza operației unor "biele de comprimare" în betonul de monolitizare, conform normativului P101-78.

În acest caz, capacitatea de rezistență a îmbinărilor
cale la lunecare este dată de suma capacității de rezistență a
lelor, a betonului din centura de la cota $\pm 0,00$ și a armăturilor
orizontale de pe înălțimea infrastructurii (panourilor de elevație).

Conform normativului P 101-78, relațiile de calcul au forma:

$$\tau L_e \leq T_{\max} \quad (4.1)$$

sau dezvoltate se pot scrie :

$$cL_c \leq \frac{R_c \cdot a \cdot \epsilon \cdot H}{2} + 0,6 R_t A' + 0,8 R_a A_a \quad (4.2)$$

în care:

$$L_e = \tau h \cdot H$$

c - este coeficientul de compactare, egal cu 1,2 (P101-78);

L_e - lunecarea pe înălțimea infrastructurii ;

h - lățimea panoului de elevație ;

H - înălțimea elevațiilor ;

τ - efortul tangențial în dreptul îmbinării verticale,
calculat cu formula lui Juravski, în care forța tăie-
toare este majorată cu 1,5, conform prevederilor din
normativul pentru proiectarea antisismică a construc-
țiilor ;

a - lățimea minimă a alveolelor sau a dinților (în cazul
acesta este egală cu grosimea panoului);

ϵ - coeficient de reducere depinzând de forma profilăției
laterale a panourilor și reprezentând secțiunea activă
a bielor de compresiune pe unitatea de lungime a îm-
binării ;

R_c și R_t - rezistențele de calcul ale betonului din panouri ;

A' - aria centurii ;

R_a - rezistența de calcul a armăturii ;

A_a - aria totală a armăturilor longitudinale din îmbinarea
verticală și a celor din centura de la cota $\pm 0,00$.

Verificările numerice efectuate pe soluția concepută și ex-
perimentările făcute au pus în evidență fiabilitatea infrastructurii
alcătuită din tălpi discontinue și elevații plane cu grosime de
16 cm, în varianta prefabricată.

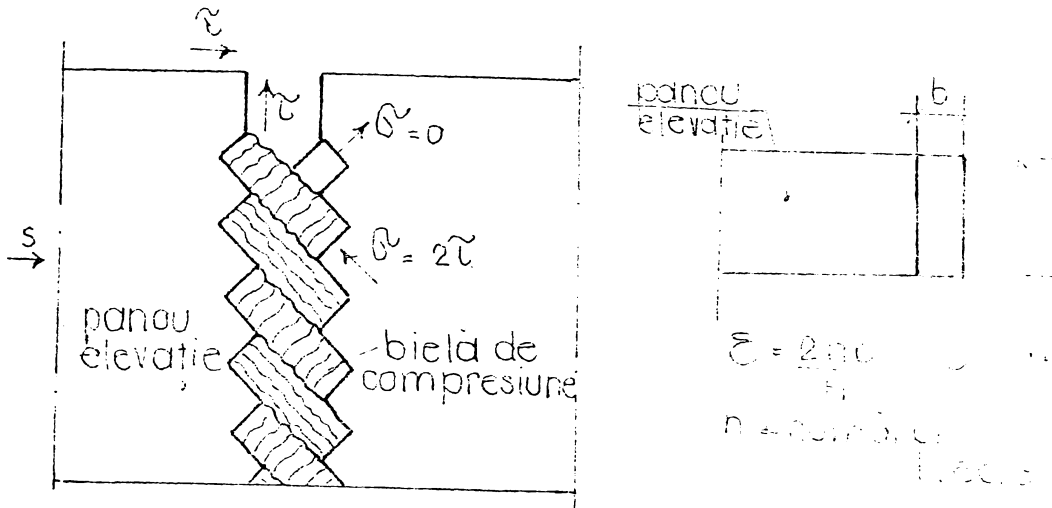


Fig.4.1. Îmbinări verticale - formarea bielilor de compresie.

4.1.2.2. Studii cu privire la calculul elevațiilor.

În soluția studiată, elevațiile fundațiilor sînt realizate din panouri plane prefabricate cu înălțimea de 1,85 m și grosimea de 16 cm, îmbinate prin sudarea cu echise a barelor orizontale, etrieri și bare verticale, prevăzute la intersecția axelor principale ale construcției. Rezemarea elevațiilor este discontinuă, prin intermediul elementelor de talpă.

Avînd în vedere aceste considerente se apreciază corespunzător a se face calculul elevațiilor considerîndu-le grinzi, perete continuu, cu maximum două deschideri, în cazul soluției studiate. Determinarea armăturilor de rezistență s-a făcut cu relațiile cunoscute [45]:

$$A'_a = \frac{N_{as}}{R_a} \quad (4.3)$$

$$A^i_a = \frac{N_{ao}}{R_a} \quad (4.4)$$

unde:

N_{as} - forța de întindere din grinda -perete în dreptul rezemelor, cu care se calculează armătura de rezistență la partea superioară ;

N_{ao} - forța de întindere din grinda-perete în câmp, cu care se calculează armătura de rezistență de la parte inferioară.

R_a = rezistența de calcul a oțelului din care este confecționată armătura.

Pentru determinarea lui N_{as} și N_{a0} (fig.4.2) se folosesc graficele din fig.4.3.

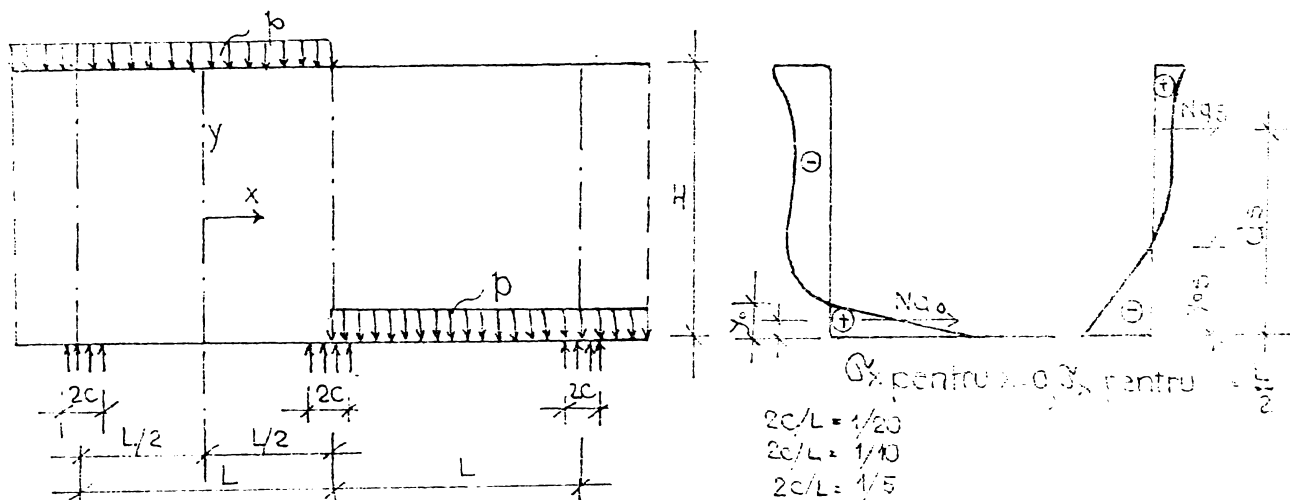


Fig.4.2. Schema de calcul pentru grinda perete

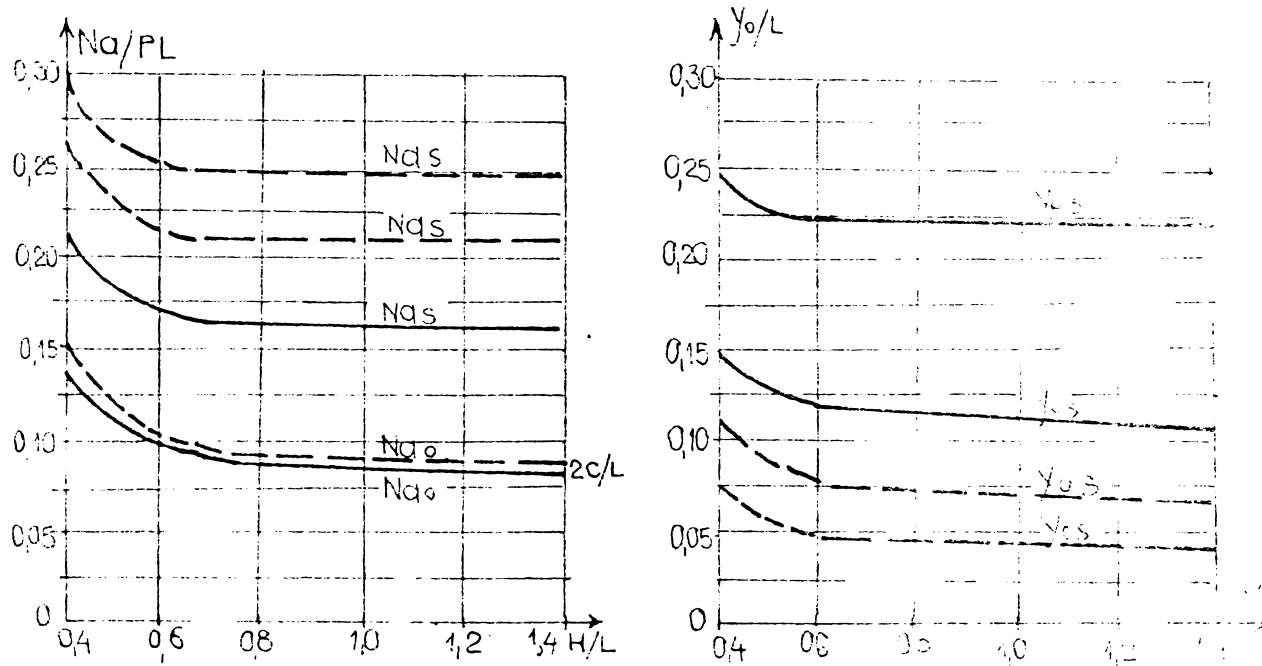


Fig.4.3. Diagrame de calcul pentru grinda-perete

4.2. ASPECTE GENERALE CU PRIVIRE LA STUDIILE EXPERIMENTALE ASUPRA ELEVATIILOR FOLOSITE

Soluția studiată a fost concepută pentru proiectul tip 770 secțiunea Pb₂, cu structura în diafragme din panouri mari, ce se folosesc pe scară largă în execuție.

Programul experimental, a cuprins 54 de încercări cu elemente de talpă de diferite tipuri, patru panouri de elevații prefabricate, două panouri transversale, două longitudinale și un element spațial.

Atât panourile de elevații plane cât și elementul spațial sunt încercate în ideea determinării capacității portante a unei structuri prefabricate rezemată discontinuu, și a rezistenței juncțiilor dintre elementele prefabricate a infrastructurii (la talpi și tălpi).

Modelele experimentale au fost executate la scară 1:4 cu urmărirea procentului de armare a elevațiilor și fundațiilor.

Primul model îl constituie panourile de elevații plane transversale care se rezemă pe două elemente de talpă discontinue, placă de rezemare și cel de al doilea model este alcătuit din panourile de elevații plane longitudinale rezemate pe trei elemente de talpă discontinue.

Modelele încercate s-au făcut în scopul de a se evidențiază capacitatea portantă atât a panourilor de elevații ajungând până la rupere cât și a elementelor de talpă discontinue și în gropi ștanțate cu bulb din balast.

Elementul spațial a fost executat tot la scară 1/4 și încercat în scopul de a evidențiază comportarea juncțiilor și conducării panourilor de elevații cu fundația. Efectuarea încercărilor pe toate elementele turnate pentru partea experimentală din beton de marcă B250 au fost efectuate după 28 de zile de la turnarea lor, după rețetă corespunzătoare.

a) Materiale folosite

Betonul folosit în elevații s-a făcut conform rețetei de jos pentru a obține beton de marca B250 cu următoarea compoziție (la 1 mc beton proaspăt) -

- ciment 322 Kg/mc
- apă 222 Kg/mc

- agregat. 1756,78Kg/mc - 60% diametru de 0-3 mm
- 40% diametru de 3-7 mm

Pentru monolitizările elementului spațial s-a folosit rețetă ca și pentru panouri și tălpi (B250).

La fiecare turnare au fost confecționate probe pentru a determina marca betonului (cuburi de 10x10x10 cm) pentru le și elementul spațial, și (cuburi de 14x14x14 cm) pentru tele de talpă.

Rezultatele obținute pentru încercările legate la determinarea mărcii betonului B 250 sînt prezentate în tabelul

Tabelul 4.1

Nr.crt. al cubului	1	2	Medii
aria suprafeței la compresiune (a.b), în cm ²	10x10	10x10	10x10
Forța de rupere, în daN	27.800	28.200	280.000
rezistența la compresiune după 28 zile, în daN/cm ²	278	282	280

Pentru armarea modelelor s-a folosit oțel beton CB37, cu diametrul de \varnothing 6 mm ca armătură de rezistență la partea inferioară a panourilor, 3 mm pentru bordarea marginilor și \varnothing 2 mm din care s-a executat plasa sudată, dispusă în planul median pentru reluarea eforturilor din contracție, manipulare și transport.

b) Încercări efectuate în șand

La începutul părții experimentale s-au efectuat încercări asupra unor elemente de talpă M₁ introduse prin vibrare, în mare măsură aflat la catedra de drumuri și fundații, cu ajutorul instalației model experimental MEAVPP-1 în scopul de a verifica utilajul și modul de execuție a gropii ștanțate prin vibrare cât și prin percuteții după care s-a constatat că utilajul este foarte util pentru acest scop.

După terminarea efectuării tuturor încercărilor asupra elementelor de talpă în diferite categorii de teren și în diferite condiții de realizare a gropii, s-a trecut la efectuarea unor încercări pe panouri de elevații plane și anume:

- încercări asupra panourilor transversale care se sprijină pe două elemente de talpă discontinue ;
- încercări asupra panourilor longitudinale care se sprijină pe trei elemente de talpă discontinue ;
- încercări asupra unui element spațial la scara 1/4.

c) Standul de încercări

Nisipul din standul de încercări a avut granulozitatea prezentată în curba din figura 4.4, cu un grad de neuniformitate U_{60} , dar în procente fiind compus din: 19% pietriș, 38,0% nisip mare, 30% nisip mijlociu și 13% nisip fin.

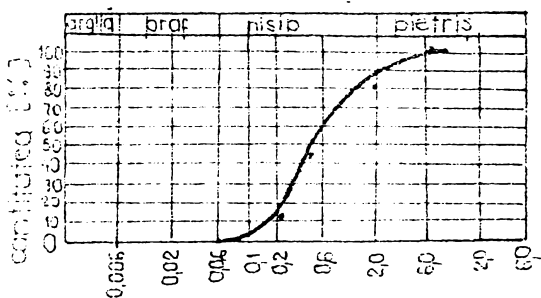


Fig.4.4. Curba granulometrică

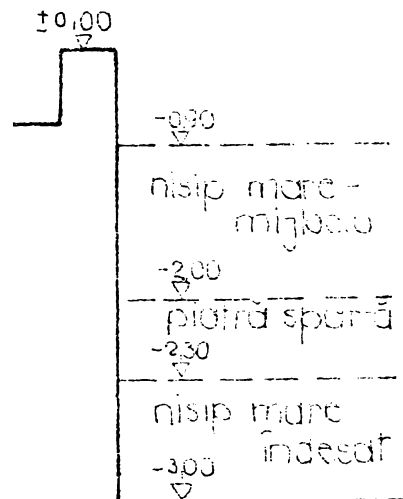


Fig.4.5. Stratificația din standul de încercări.

Stratificația terenului prezentată în fig.4.5 avînd primul strat din nisip mare- mijlociu cu grosimea de 1,10 m, 30 cm piatră spartă și 70 cm nisip mare îndesat.

Suprafața de stand pe care s-au efectuat încercările, atît pe panourile de elevatii plane, cît și pe elementul spațial, a fost suficient de mare, avînd în vedere dimensiunile mici ale elementelor de încercat (sc.1:4), nefiind influențate de efectul pereților bazinului. Bazinul de încercări are lungime de 8 m, lățimea de 4 m și adîncimea de 4,00 m.

4.3. STUDIUL EXPERIMENTAL AL ELEVATIILOR PLANE REALIZATE PE DOUA ELEMENTE DE TALPA CU PLACA ANTIRĂZBOIATA

Modelele pentru elevatii plane transversale ET₁ (fig. 11) au lungimea de 1,20 m, înălțimea de 0,45 m și grosimea de 0,10 m.

reprezintă elementul real în scară 1:4, fiind executat din beton de marcă B250.

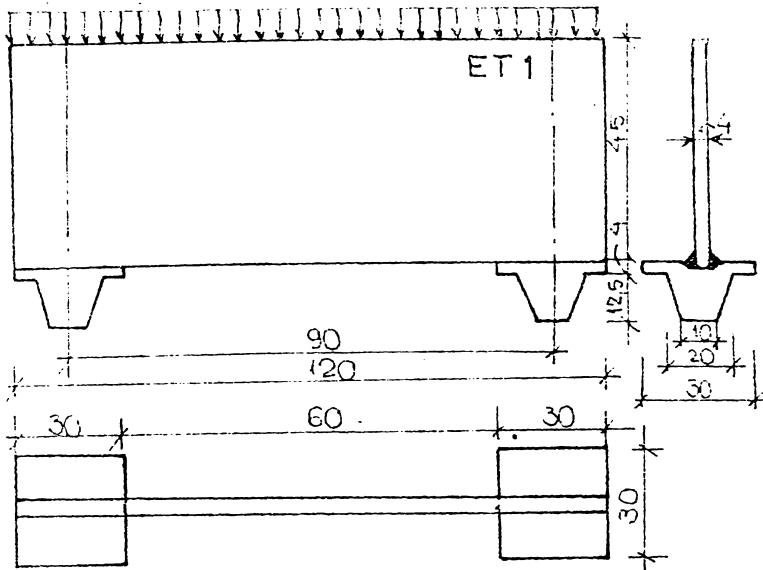


Fig.4.6. Schema de încărcare - Modelul ET₁

Barele introduse la partea inferioară, au fost montate pentru preluarea eforturilor de întindere care apar în panou datorită acțiunii de aer.

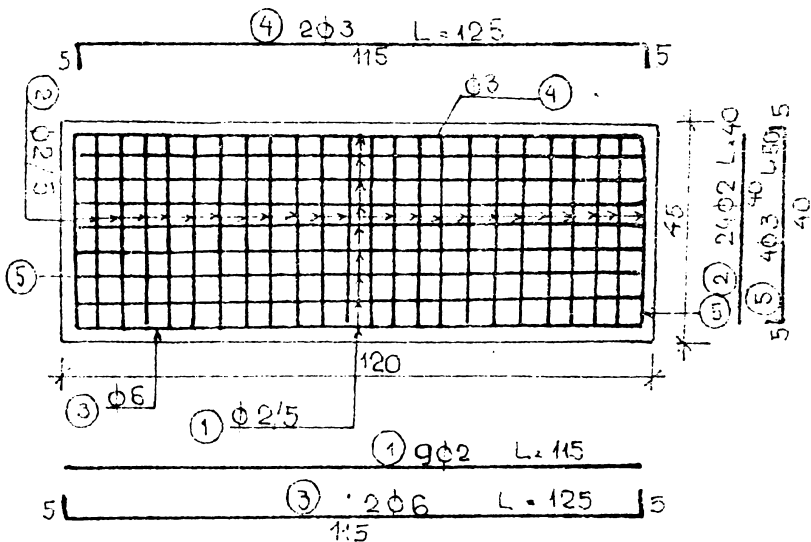


Fig.4.7. Armarea panoului de elevație ET₁

Panoul

... și cele...
bele direcții. Schema de armare este prezentată în fig.4.7.

După cum reiese din figură, pe marginile laterale și la marginea superioară a panoului au fost prevăzute suplimentar câte două bare de $\phi 3$, iar la partea inferioară s-au montat două bare cu diametrul $\phi 6$ mm.

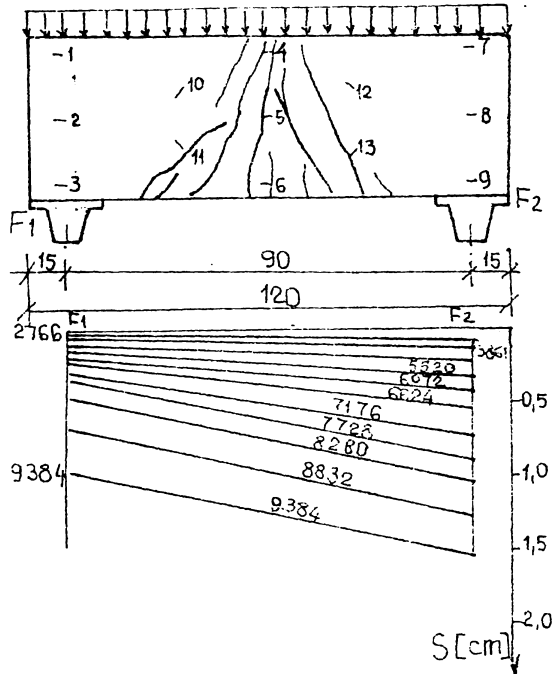
Pentru a...
încercările pro...
s-au găsit...
fundată...
tra forții de...
tra flexie pe...
an volan de...
Se introduce...
prefabricate în...
șantă, după...
poziționat...
fabricată...
dial unui...
tar de poză.

Pentru a...

formațiilor care apar în panoul prefabricat, s-au montat...
simetrice (13 buc.) de 50 mm conform schiței din fig.4.8.

Pentru măsurarea deformațiilor și înregistrarea automată a acestora s-a folosit următoarea aparatură ;

Tabelul 4.2a



Nr. crt.	F [daN]	M ₁ (cm)	M ₂ (cm)
1	552	0	0
2	1104	0	0
3	1656	0,02	0,02
4	2208	-	-
5	2766	0,05	0,09
6	3312	-	-
7	3864	0,08	0,14
8	4416	0,1	0,19
9	4968	0,11	0,21
10	5520	0,13	0,21
11	6072	0,16	0,43
12	6624	0,22	0,52
13	7176	0,30	0,71
14	7728	0,32	0,83
15	8280	0,46	1,03
16	8832	0,65	1,25
17	9384	0,90	1,54
18	9936	Ruperea Pană.	

Fig.4.8. Comportarea modelului ET₁ în timpul încercării.

- lupă cu precizia de 0,01 mm pentru măsurarea deschiderii fisurilor ;
- manometru pentru măsurarea forțelor aplicate.

- fleximetre cu sensibilitatea 1:10 mm ;
- timbre tensometrice cu baza de măsurare l₀ = 50 mm ;

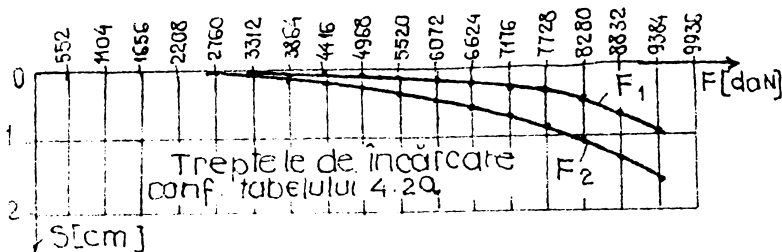


Fig.4.9. Cupbele F-s, modelul ET₁

reală hidraulică de 300 kN, care transmitea încărcarea la panou uniform distribuit prin intermediul unui profil I. Tasările conținute în urma aplicării treptelor de încărcare sunt prezentate prin cupbele F-s din fig.4.9, rezultând o tasare mai mare la al doilea

Pentru măsurarea tasărilor fundațiilor s-au folosit fleximetre montate câte două pe diagonala fiecărei fundații.

Pentru încărcarea ansamblului fundație-panou s-a folosit o

element de talpă, producându-se o înclinare a panoului (Fig.4.9).

Sub acțiunea încărcărilor normale (4000 daN) și de calcul (4800 daN) modelul ET₁ a avut o comportare rigid-elastică, având diagramele F - ϵ .

Din figura 4.10 rezultă o foarte bună comportare a panoului element de talpă:

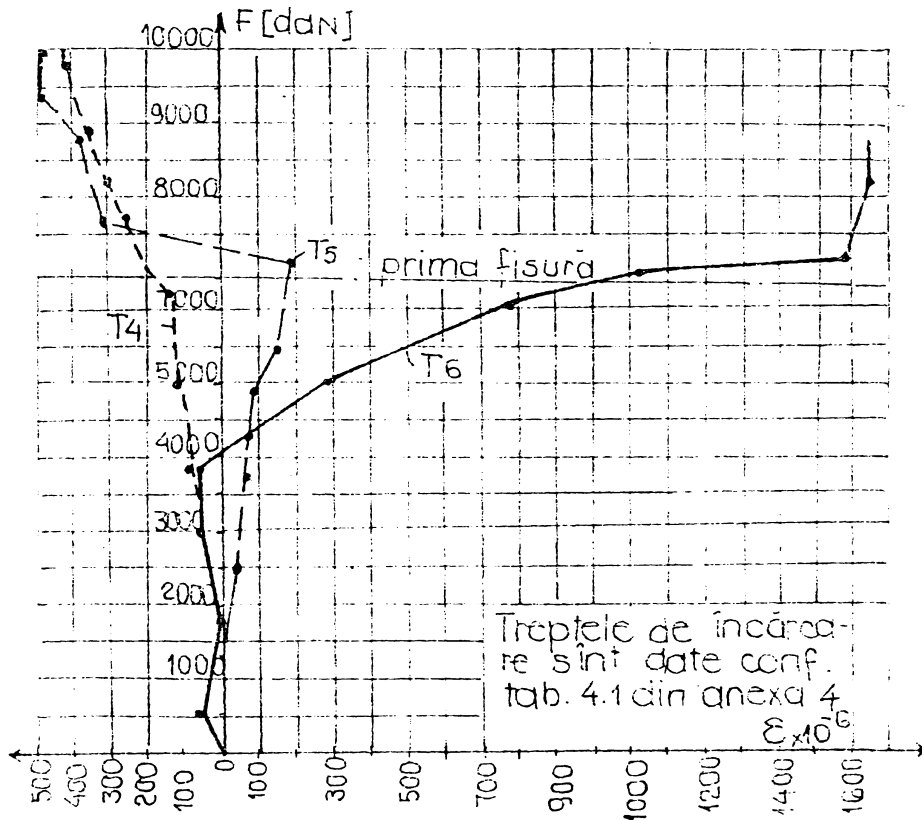


Fig.4.10. Diagramele F- ϵ pentru timbrele T₄, T₅, T₆.

(6072 daN).

Fundațiile discontinue au avut o comportare bună, și o concentrare remarcabilă cu panoul de elevație. Tasările au crescut la valoarea de (9384 daN), avînd 0,90 cm pentru primul reazem și 1,54 pentru cel de al doilea reazem, remarcînd tasări diferențiate la fiecare treaptă.

Deoarece timbrul T₆(fig.4.10) prezintă în prima fază de lucru înseamnă că o parte din încărcare este transmisă direct la fundație de fundare prin intermediul contactului dintre panou și sol în acest stadiu.

Timbrul T₆ se află în stadiu de tasare și prezintă o comportare bună de încărcare de (6072 daN), curba F- ϵ după un timp de lucru (Fig.4.10).

Alte timbre au avut o comportare bună, iar la nivelul de tasare, tasările au fost mici, iar pentru timbrul T₆ au fost de (9384 daN) pentru primul reazem și 1,54 pentru cel de al doilea reazem.

În fig.4.11 sînt prezentate diagramele F- ϵ , pentru timbrele T_1, T_2, T_3 , montate pe axul fundației F_1 restul diagramelelor ce privesc variația F- ϵ sînt prezentate în anexa 4.1.

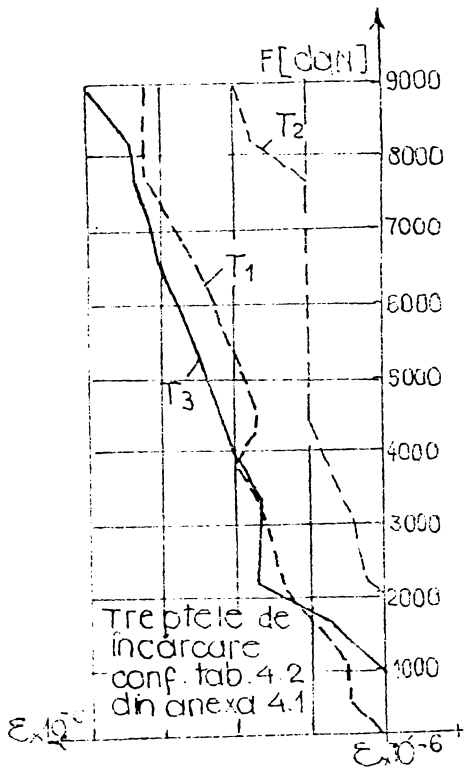


Fig.4.11. Diagrame F- ϵ pentru timbrele T_1, T_2, T_3 .

Cel de al doilea panou de elevație transversal, ET_2 rezemat pe două elemente de talpă discontinue, avînd aceeași schemă de armare (fig.4.12) și echipat cu 13 timbre tensometrice (fig.4.12).

Piesa folosită pentru această încercare este de 30 t.f., montată pe mijlocul panoului prin intermediul unui profil I, asigurînd o repartiție uniformă, distribuit pe toată lungimea panoului; treptele de încărcare aplicate prezentate în tabelul 4.3, valorile tasărilor în funcție de încărcare sînt văzute în fig.4.13 prin cele două curbe corespunzătoare celor două fundații discontinue pe care reazemă panoul prin intermediul unui strat din mortar de poart. Suma rînd tasările obținute de la prima

reaptă și pînă la treapta de încărcare de (9384 daN) tasările

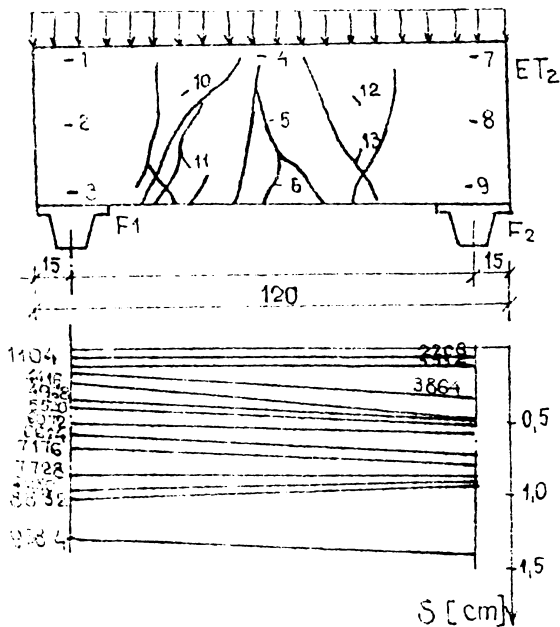


Fig.4.12. Schema de încărcare și comportarea Modelului ET_2

Tabel 4.3

Nr. crt.	F [daN]	ϵ_{T_1} (cr.)	ϵ_{T_2} (cr.)
1	552	0,25	0,25
2	1104	0,33	0,33
3	2208	0,45	0,45
4	3312	0,50	0,50
5	3864	0,51	0,51
6	4416	0,57	0,57
7	4958	0,59	0,59
8	5520	0,60	0,60
9	6072	0,62	0,62
10	6624	0,67	0,67
11	7176	0,70	0,70
12	7728	0,74	0,74
13	8280	0,79	0,79
14	8832	0,80	0,80
15	9384	1,20	1,20
16	9936	cedare	cedare

celor două fundații au fost foarte apropiate (fig.4.13).

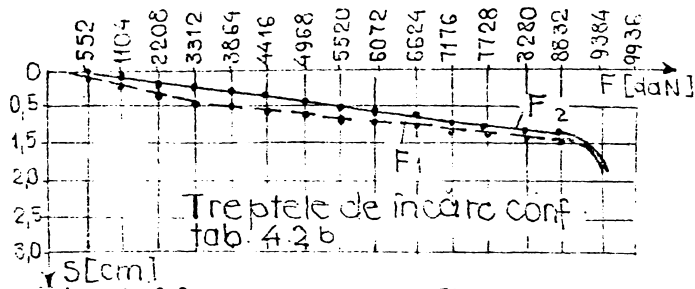


Fig.4.13. Curbele P-s- Modelul ET2.

ambele rezeme sînt foarte apropiate mai ales la F_1 (fig.4.13).

Prin fisură în pancul de elevație a apărut în zeme la treapta de (8280 daN), atunci cînd tracările sînt de 0,94 cm pentru fundația F_1 , și 0,67 cm pentru F_2 (fig.4.13). În urma măsurătorilor efectuate cu puncte tensometrice asupra timbrilor în zonele de întindere a panoului de elevație (T_6), se prezintă în fig.4.14 diagrama P- ϵ pentru T_6 aflat în cîmpul peretea inferioară a panoului, și în fig.4.15 alte două timbre (T_{12}, T_{13}

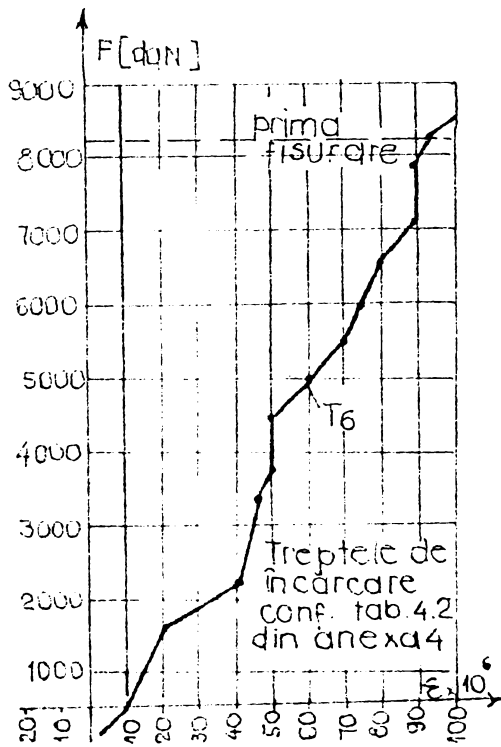


Fig.4.14. Diagrama P- ϵ timbral T_6

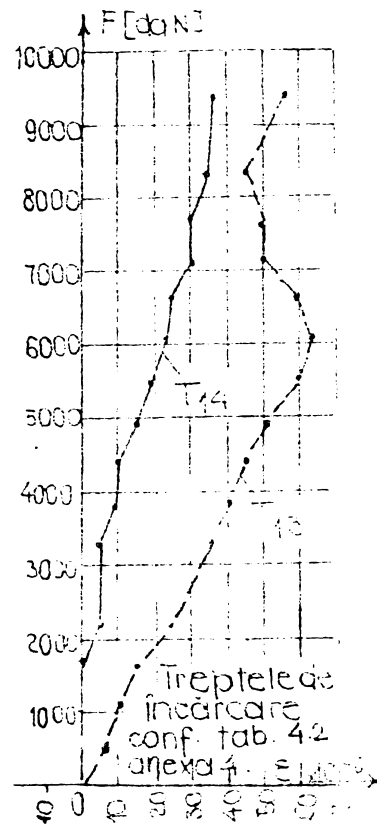


Fig.4.15. Diagrama P- ϵ pentru timbrul T_{11} și T_{13}

pe diagonală panoului, care pun în evidență de asemenea o bună comportare foarte bună a panourilor încărcate.

Alte măsurători efectuate cu timbrele tensometrice la punzătoare variațiilor $\sigma - \epsilon$, sînt prezentate în anexa 4.2.

În urma măsurătorilor efectuate cu timbre tensometrice constatat că betonul din cele două panouri încercate a avut o bună comportare și o conlucrare foarte bună între panoul de elevație și fundațiile realizate din elemente discontinue, cînd deformații foarte apropiate la aceeași treaptă de încărcare, excepția tasărilor diferențiate care au apărut la primul panou ET_1 avînd ca efect, înclinarea panoului pe orizontală la treapta de 9384 daN, în urma căreia s-au obținut tasări de 0,90 cm pentru primul reazem și 1,54 cm pentru al doilea reazem, pe cînd la panoul de elevație ET_2 la aceeași treaptă de încărcare tasările au fost foarte apropiate : 1,28 cm pentru primul reazem, și 1,39 cm la cel de al doilea reazem.

Panoul de elevație ET_1 a cedat la treapta de 9936 daN datorită ruperii panoului la partea întinsă, iar panoul ET_2 la această treaptă de încărcare a prezentat o comportare ceva mai bună, cedarea producîndu-se datorită ruperii plăcilor superioare a fundațiilor discontinue.

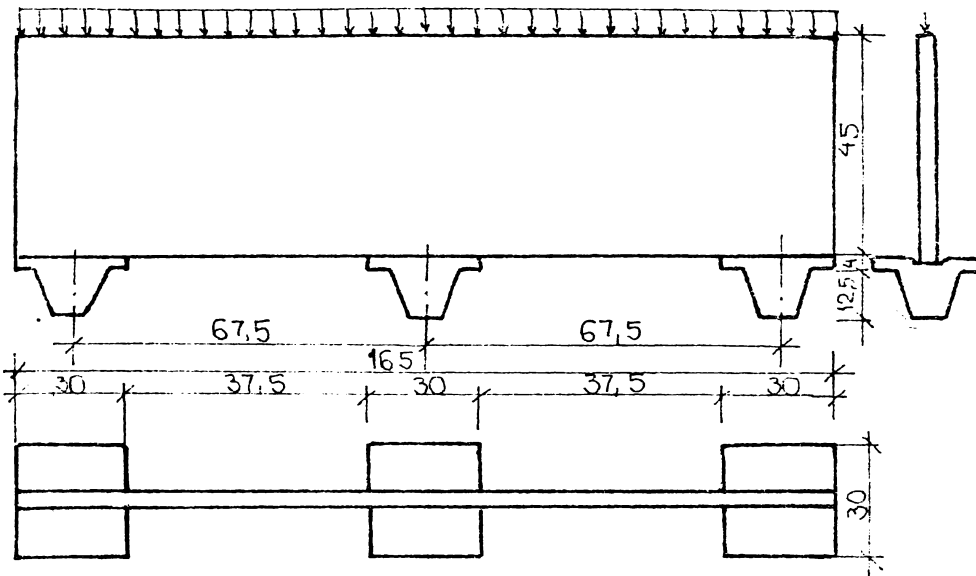
Se menționează că cele două încercări au fost efectuate în aceleași condiții de teren.

4.4. STUDIUL EXPERIMENTAL AL ELEVATIILOR PLANE REZEMATE PE TREI ELEMENTE DE TALPA CU PLACA ANTIREFULANTA.

Panourile de elevații longitudinale EL (fig.4.16) au o lungimea de 1,65 m, înălțimea de 0,45 m și grosimea de 0,04 m, panourile rezemîndu-se pe trei elemente de talpă avînd două deschideri de 67,5 cm. Schema de armare a acestor panouri este arătate în fig.4.17, păstrînd același procent de armare față de situația reală.

La marginile laterale, cît și la partea superioară sînt prevăzute cu cîte două bare de $\emptyset 3$, iar la partea inferioară se prevăd două bare de $\emptyset 6$ cu scopul de a prelua eforturile de tracțiune, iar pentru armarea panoului, s-a folosit betonul

fecționată din bare $\varnothing 2$ cu ochiuri de 5 cm pe ambele direcții.



Din acest tip de panouri au fost încercate două modele EL_1 și EL_2 .

Încercarea aplicată a fost distribuită uniform la perete perpendicuar.

Pentru efectuarea încercării propriu-zise,

Fig.4.16. Schema de încărcare -Modelul EL_1

s-au ștanțat gropile cu ajutorul instalației model experimental AVPP-1 prin vibrație, și s-au introdus patru porții din balast care

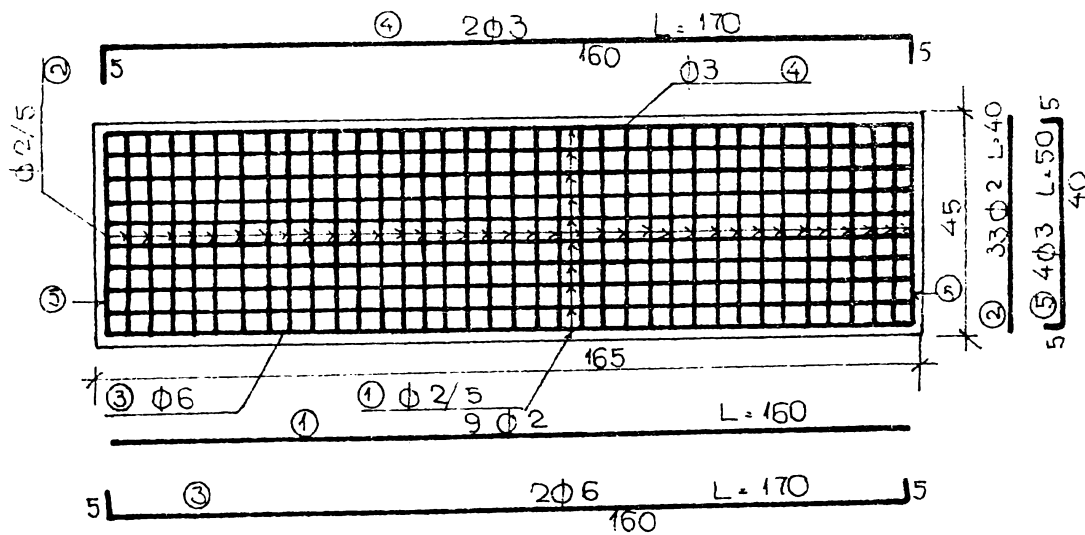


Fig.4.17. Armarea panourilor pentru modelul EL_1 și EL_2

a fost îndesat atât prin vibrație cât și prin percuții formând sub tălpi și pe marginile laterale un bulb, care a mărit capacitatea portantă a elementelor de talpă discontinui, după aceea s-au introdus elementele de talpă prefabricate în gropile ștanțate și s-a așezat panoul de elevație peste fundații, prin intermediul unui

strat din mortar de poză.

Pentru măsurarea deformațiilor ce apar în panou, s-au montat timbre tensometrice (23 de timbre) (fig.4.18), iar pentru măsurarea deformațiilor ce apar automat s-au utilizat aceeași aparatură folosită și pentru măsurarea deformațiilor la panourile T_1, ET_2 .

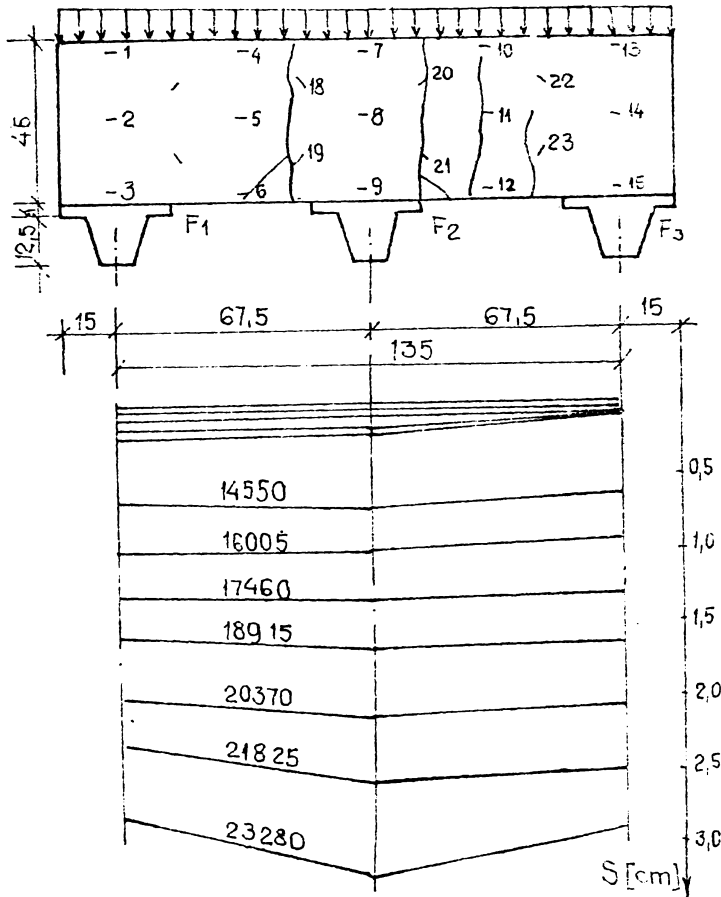


Fig.4.18. Comportarea modelului EL_1 în timpul încercării, înăsaări medii de 2 cm (fig.4.19).

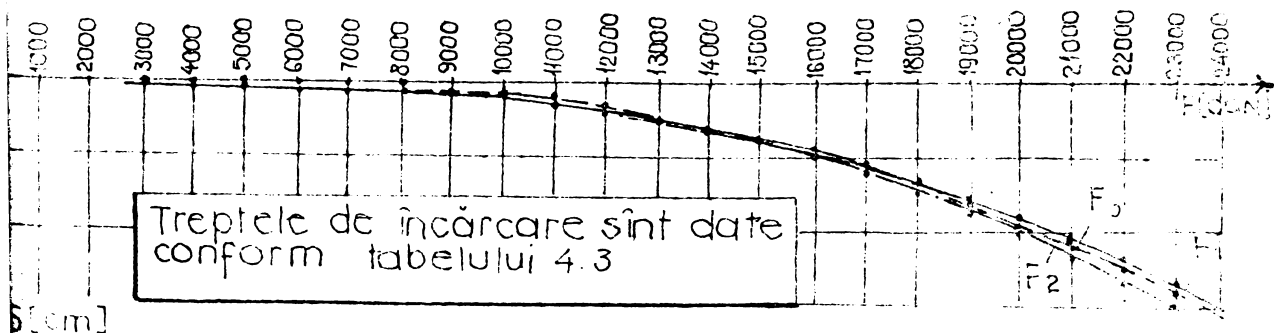


Fig.4.19. Diagramele F-s - Modelul EL_1

Încărcarea pe panou a fost repartizată uniform, avînd eșantion pe toată lungimea panoului, un profil de înălțime constantă.

Tasările măsurate pentru fiecare fundație din cele trei sînt prezentate în tabelul 4.3.

4.3. pentru încărcare treptată de încărcare, înăsaări medii de 2 cm (fig.4.19) și prezentate în tabelul 4.3. Curbele de deflecție sînt prezente în figura 4.19. Punctele de măsurare sînt F1, F2 și F3.

Tasările măsurate la cele trei fundații au fost foarte apropiate pînă la treapta de încărcare de (20370 daN),

Tabelul 4.3.

Nr. crt.	F [daN]	M ₁	M ₂	M ₃
1	1455	0	0	0
2	2910	0,02	0,02	0,02
3	4365	0,03	0,04	0,04
4	5820	0,09	0,08	0,07
5	7275	0,12	0,12	0,10
6	8730	0,16	0,16	0,13
7	10183	0,22	0,22	0,18
8	11640	0,32	0,33	0,28
9	13095	0,46	0,50	0,43
10	14550	0,55	0,70	0,61
11	16005	0,99	1,06	0,97
12	17460	1,26	1,32	1,29
13	18915	1,55	1,66	1,61
14	20370	1,98	2,13	2,10
15	21825	2,31	2,57	2,50
16	23280	2,81	3,20	2,90

Panoul de elevație BL₁ rezemat pe trei elemente de talpă discontinue, a prezentat o comportare foarte bună pînă la treapta de încărcare de 21825 daN, cîni tasările fundațiilor au crescut peste 2 cm.

Măsurătorile efectuate cu ajutorul timbrilor tensometrici au arătat că deformațiile apărute pe panoul de elevație au avut valori mici pînă la treapta de 18915 daN, unde a apărut prima fisură între

reazeme. Analizînd diagrama F-ε pentru timbrul T₆ (fig.4.20), montat între fundațiile F₁ și F₂, la treapta de (21825 daN), s-a fisurat panoul în această zonă (zona întinsă), iar în fig.4.21, se pre-

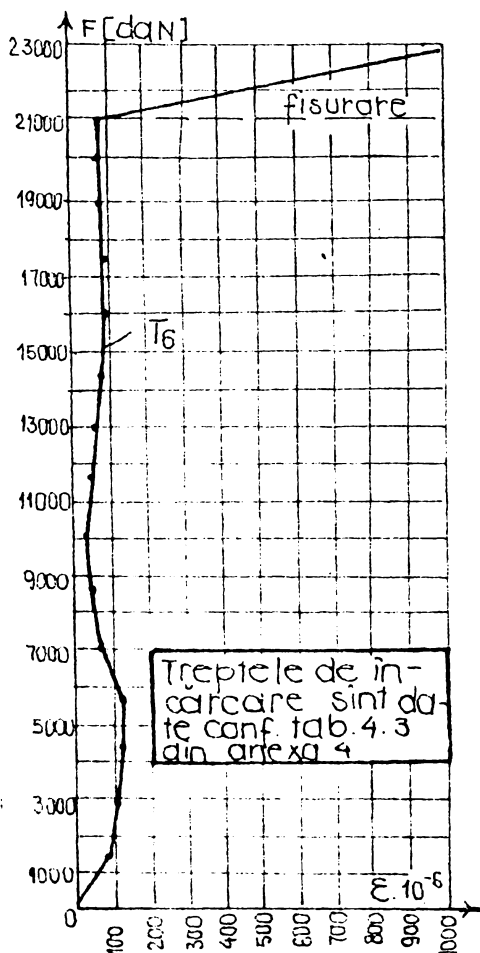


Fig.4.20. Diagrama F-ε pentru timbrul T₆, model BL₁

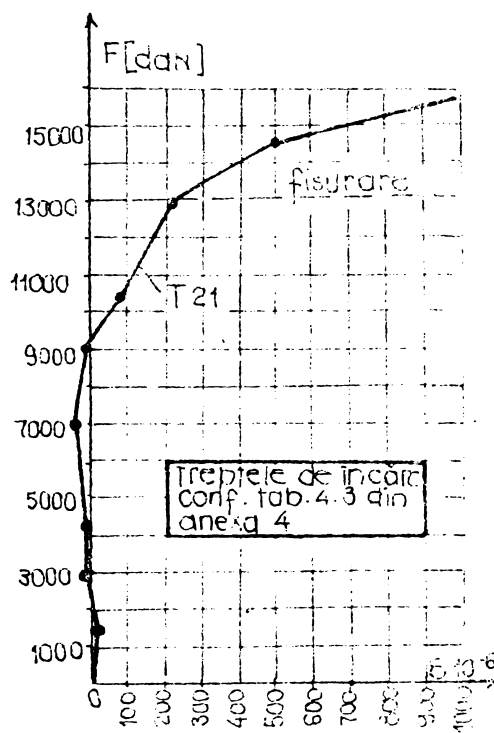


Fig.4.21. Diagrama F-ε pentru timbrul T₂₁, model BL₁

zintă diagrama F- ϵ pentru timbrul montat pe diagonala panoului (T_{21}) între reazemele M_2 și M_3 , apărând fisuri în zona respectivă la treapta de 18915 daN.

Analiza timbrilor T_7, T_8 și T_9 situate pe reazemul central pun în evidență de asemenea, o comportare bună a panoului până la valoarea forței de 21825 daN (fig.4.22).

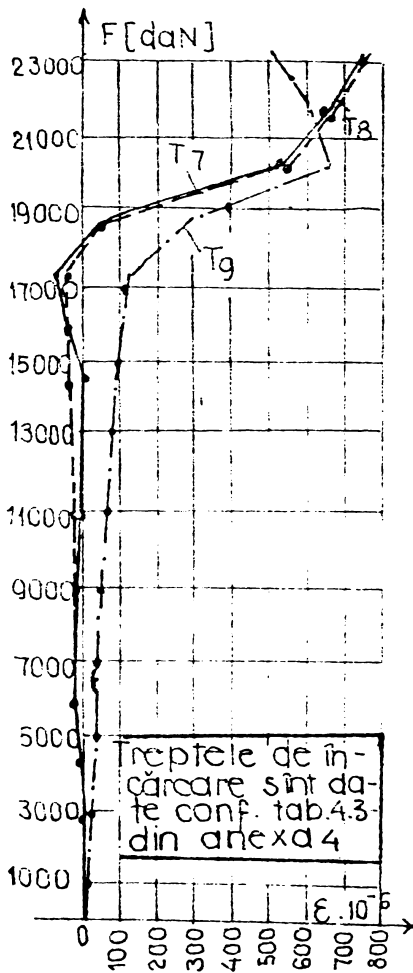


Fig.4.22. Diagramele F- ϵ pentru timbrele T_7, T_8 și T_9 - modelul EL_1 .

la discontinue, s-a ajuns la concluzia că panourile de elevații executate din beton de marca B250 (aceeași marcă de beton ca la elementele de talpă) au avut o comportare și conlucrare foarte bună între panourile de elevații și cu fundațiile discontinue, obținînd răsări foarte apropiate în aceleași condiții de teren și de rezemare și cu un sistem de încărcare identic.

Atît din analiza deformațiilor panourilor de elevații (diagramele F- ϵ), cît și din analiza evoluției răsărilor obținute în cele trei fundații, rezultă o comportare bună a betonului la panou și o conlucrare deosebit de bună între panourile de elevații cu fundațiile discontinue (fig. 4.18; 4.19; 4.20; 4.21 și anexa 4.3).

Alte măsurători efectuate asupra deformațiilor apărute în panourile de elevații sînt prezentate în anexa 4.3.

Modelul EL_2 a avut o comportare foarte apropiată de cea a modelului EL_1 , valurile deformațiilor panoului și ale elementelor de talpă fiind cuprinse în fig.4.23, 4.24, 4.25 și tabelul 4.4).

Analizînd rezultatele obținute în urma efectuării celor două încercări asupra celor două modele de elevații plane EL_1 și EL_2 ce se rezemă pe trei elemente de tal-

Alte măsurători efectuate cu timbre tensometrice montate în acest panou sînt prezentate în anexa 4.3. și 4.4.

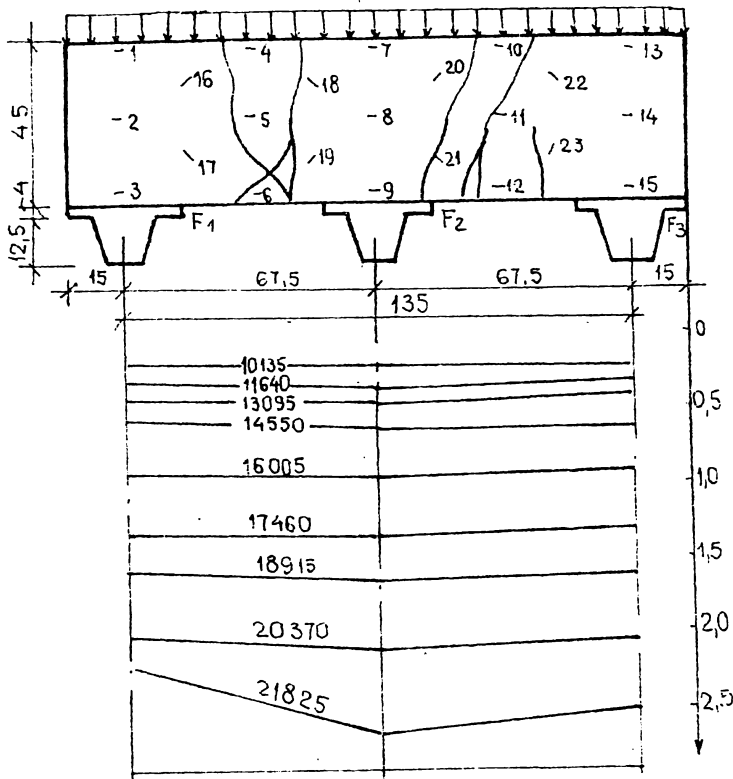


Fig.4.23. Comportarea modelului EL_2 în timpul încărcării

proiect.

În ceea ce privește elementul spațial, acesta este alcătuit din două panouri transversale (ET) și alte două panouri longitudinale (EL) așezate toate pe 6 elemente de talpă discontinue (fig.

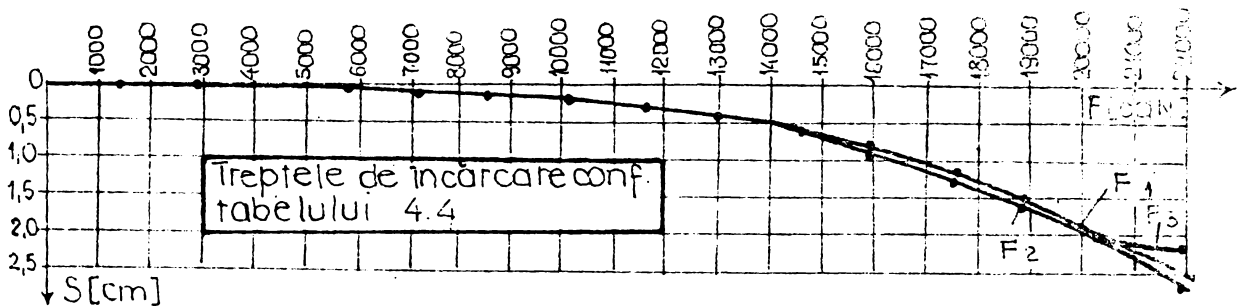


Fig.4.24. Curbele $F-s$ pentru modelul EL_2

4.5. STUDIUL EXPERIMENTAL AL ELEVATIILOR SPAȚIALE REZEGATE ÎN 6 ELEMENTE DE TALPĂ CU PLACĂ ÎNTRUCUR-LĂCĂ.

Atît studiile teoretice cît și cercetările experimentale au fost începute de la proiectul tip 1770 secțiunea Pb_2 .

În partea experimentală, au precedat efectuarea încercărilor la scară 1:4 pe elemente plane și spațiale pornind de la dimensiunile acestor

Betonul folosit pentru această cutie este de marca B250 atît la panouri cît și la planșeu.

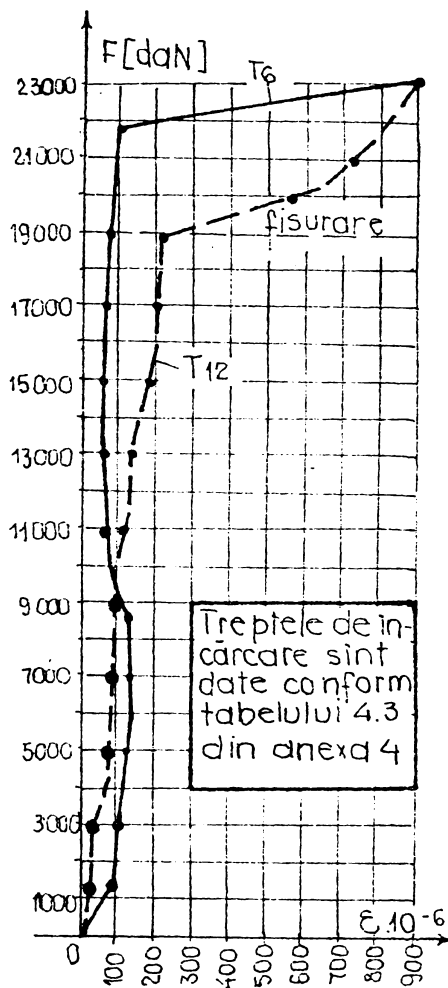


Fig. 4.25. Diagrammele $F - \epsilon$ pentru timbrele T_6 , T_{12} , modelul EL_2

gurarea îmbinărilor cu celelalte panouri, așa cum sînt și cele două bare de $\varnothing 6$ montate la partea inferioară a panoului și care au rolul

Tabelul 4.4

Nr. crt.	F [daN]	M_1	M_2	M_3
1	1455	0	0	0,01
2	2910	0,01	0,01	0,01
3	4365	0,03	0,03	0,03
4	5820	0,08	0,08	0,07
5	7275	0,11	0,12	0,12
6	8730	0,16	0,16	0,16
7	10185	0,21	0,22	0,22
8	11640	0,31	0,33	0,33
9	13095	0,44	0,45	0,45
10	14550	0,59	0,63	0,63
11	16005	0,91	0,95	0,95
12	17460	1,30	1,31	1,31
13	18915	1,58	1,62	1,62
14	20370	2,00	2,09	2,09
15	21825	2,20	2,63	2,52
16	23280	CEDANȚA		

Panoul de elevație longitudinal (fig. 4.26) este armat cu o plasă din sîrmă $\varnothing 2$ cu ochiuri de 5 cm pe ambele direcții. Atît la partea superioară cît și la marginile laterale ale panoului, sînt montate cîte două bare de diametru $\varnothing 8$ iar cele două bare de la partea superioară sînt mai ieșite pentru an-

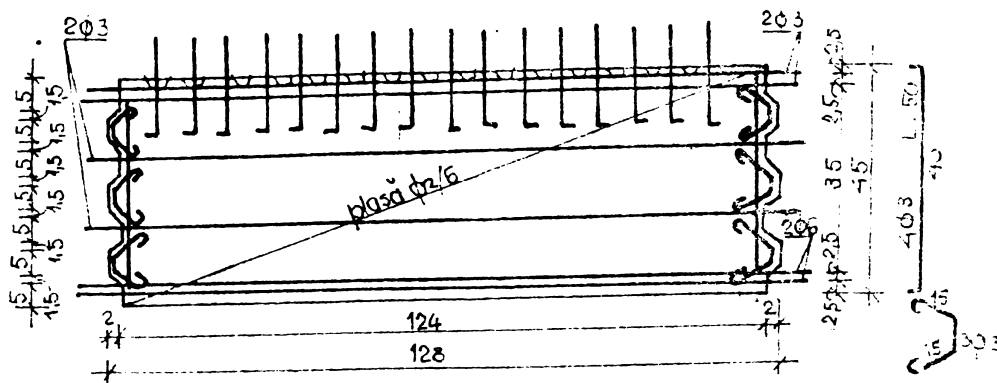


Fig. 4.26. Armarea panourilor longitudinale pentru elevații.

de a prelua eforturile de întindere. În afară de aceste bare, s-a mai introdus alte două bare de $\varnothing 3$ între dinții panoului ce se găsesc la marginile acestuia.

La partea superioară sînt prevăzute alvecele (fig.4.27) din care ies niște bare de asigură legătura între panoul și planșeul care se așează peste acestea (fig.4.28). Dinții care se află la margini

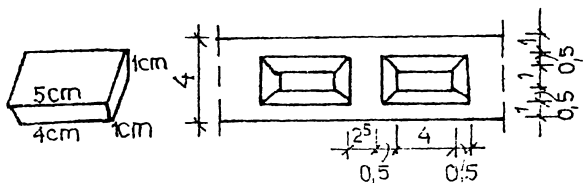


Fig.4.27. Detalii pentru alvecele prevăzute la partea superioară a panourilor de elevație.

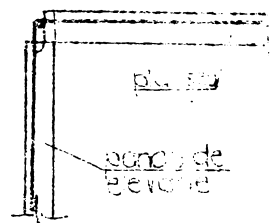


Fig.4.28. Tablă de elevație și planșeu.

laterale sînt armați cu bare de diametru $\varnothing 3$ (fig.4.26).

Al doilea tip de panouri sînt panourile transversale (fig.4.29) el fiind turnat tot din beton de marca B25c, și armarea la fel ca la armarea panourilor longitudinale.

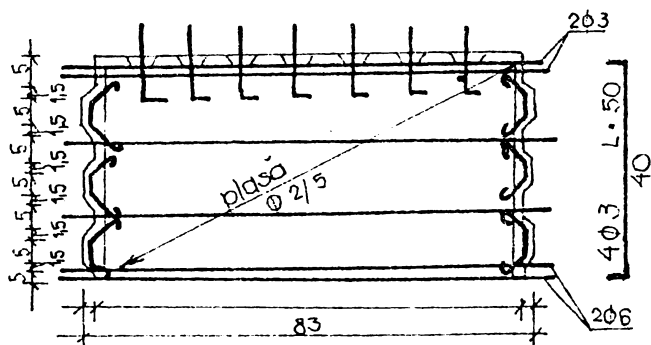


Fig.4.29. Armarea panourilor transversale pentru elevații.

În gropile ștăntate a fost introdus câte cinci porții din balast în fiecare groapă, efectuînd ștăntarea stît prin vibra-re cît și prin percuții, mai ales pentru ultimele două porții din balast, deoarece a fost mai dificilă îndesarea acestora.

S-au introdus elementele de talpă discontinue prefabricate în următoarea ordine: patru elemente de talpă cu mustăți ce au rolul de rezemare pe colțuri (fig.4.30) și două elemente de talpă intermediare fără mustăți.

Pentru realizarea stîlpișorilor la colțurile elementului spațial, elementele de talpă discontinue sînt prevăzute în patru mustăți de $\varnothing 3$ și la mijloc s-a montat o bară de $\varnothing 6$ (fig.4.30) pentru continuitate cu suprastructură.

Panoul de planșeu turnat din beton de marca B250 a fost montat peste panourile de elevație, realizând îmbinările prin intermediul

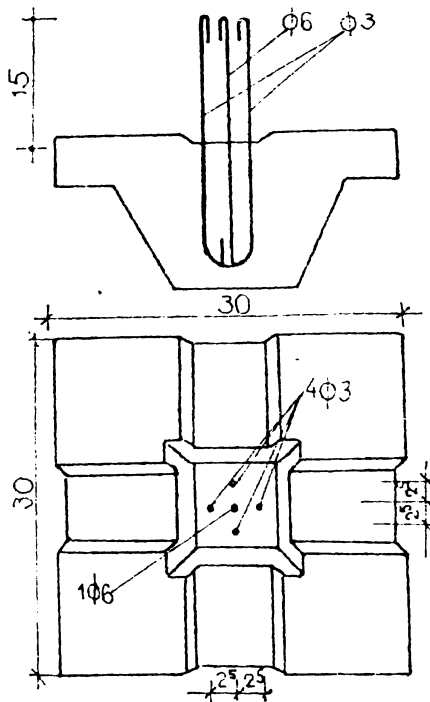


Fig.4.30. Elementele de talpă cu placă

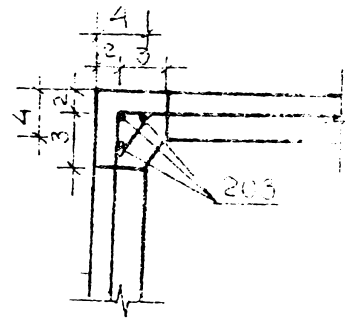


Fig.4.31. Detaliul de îmbinare al panourilor de elevație

mustășilor Ø3 prevăzute atât în elevații cât și în planșeu (fig. 4.28).

Dinții de reșenare ai planșeului pe panourile de elevație sînt armați cu bare de Ø3 (fig. 4.32). Armarea propriei plăci de planșeu a fost realizată cu o plasă din sîrmă confecționată

cu ochiuri de 2,5 cm pe ambele direcții.

Planșeul este prevăzut cu patru chîrlige pentru asigurarea manipulării acestuia (fig.4.32).

În afară de plasă din armătură confecționată din bare de Ø3 s-au montat 6 bare de armătură de Ø3 pe direcția longitudinală și alte 4 bare de Ø3 pe cealaltă direcție, între dinții pentru asigurarea îmbinărilor cu mustășile panourilor de elevații care se află la partea superioară a fiecărui panou (fig.4.32).

Betonul folosit pentru monolitizare atât la realizarea stîlpișorilor cât și între planșeu și panourile de elevație a fost de marcă B250, și încercarea propriei zisă a fost efectuată după monolitizare cu 28 de zile. Din beton de monolitizare, s-au confecționat și două cuburi de probă de (10x10x10 cm).

Panourile de elevații au fost echipate cu un număr total de 2 de timbre tensometrice pentru măsurarea deformațiilor ce apar la diferite trepte de încărcare. Pentru măsurarea tasă-

rilor, care se obțin în urma aplicării treptelor de încărcare, s-au montat la fiecare fundație câte un fleximetru (în total 6 buc.) cu

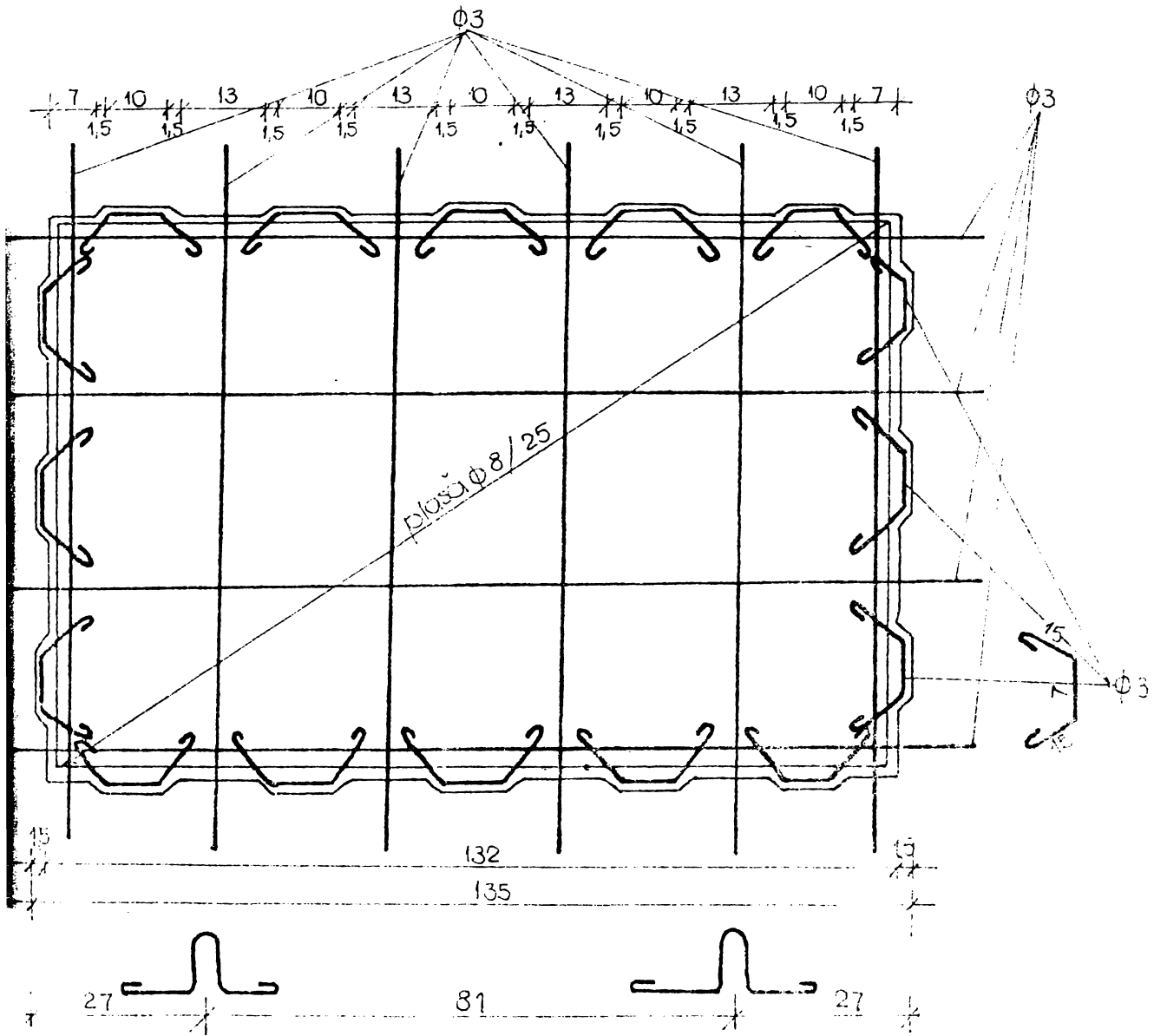


Fig.4.37. Armarea panoului de planșeu.

precizia de 0,01 mm.

Distribuția încărcării a fost asigurată printr-un cadru, care s-au așezat centric presa de 200 tf.

Datorită formei speciale a cadrelor rigide s-a putut realiza încărcările uniforme distribuite atât pe conturul elementului cât și pe suprafața planșeului.

Schema de asamblare a elementului spațial încercat în serie

se prezintă poziționarea elementelor de talpă și a panourilor de elevație, se prezintă în fig.4.33.

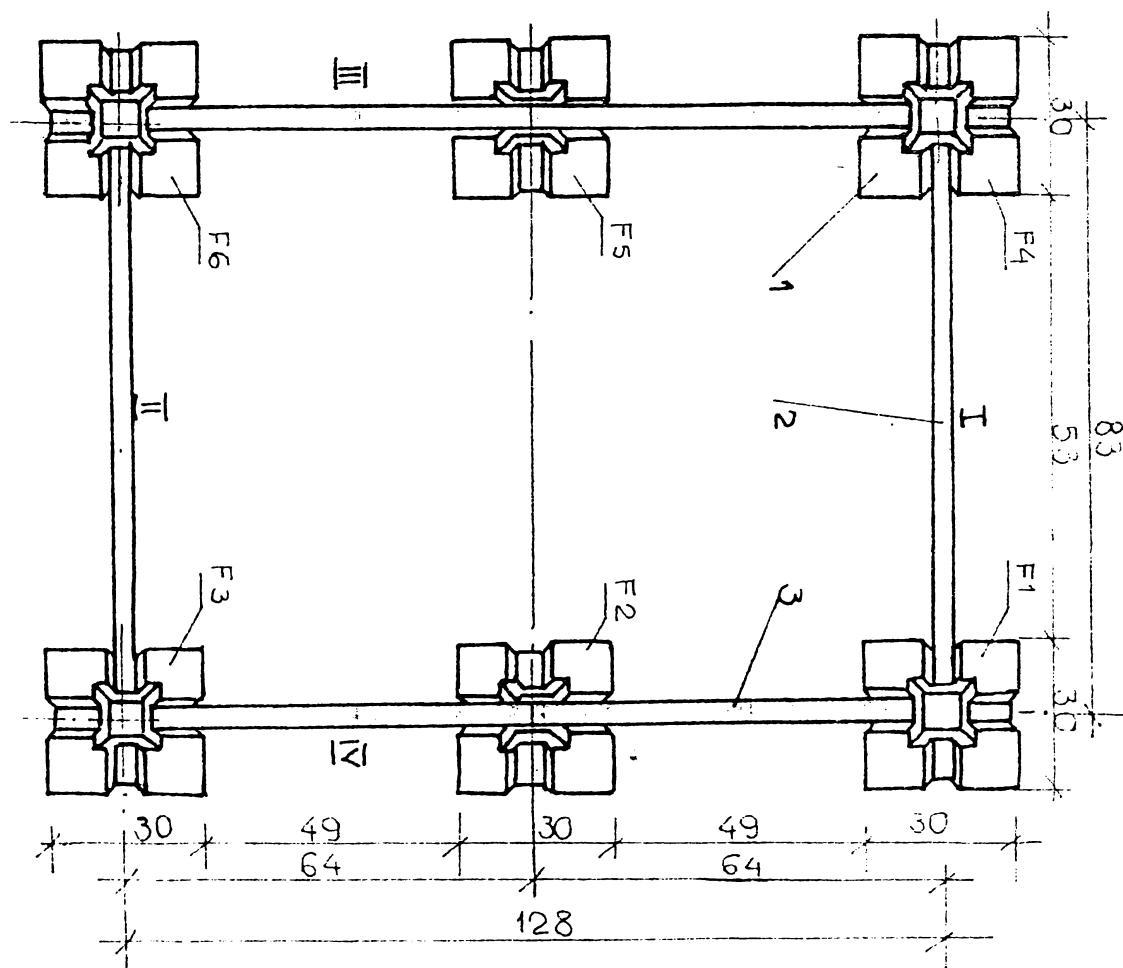


Fig.4.33. Schema de ansamblu a elementului spațial .
1-element de talpă ; 2-panouri transversale; 3-
panouri longitudinale.

În tabelul 4.6 se prezintă valorile treptelor de încărcare măsurate în daN, și valorile tasărilor obținute pentru fiecare funcție, la fiecare treaptă de încărcare, pînă la cedare.

Se observă că tasările diferențiale sînt de 0,67 cm între elementele de talpă 1 și 6 cm așezate pe diagonală (fig.4.33), fapt ce evidențiază o rotire nesemnificativă a modelului în timpul încercării.

În fig.4.34 a sînt prezentate tasările obținute în urma a 21-

Tabela 4.5

Nr. crt.	F [daN]	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆
1	4000	0,07	0,07	0,23	0,06	0,25	0,07
2	8000	0,19	0,14	0,41	0,12	0,53	0,15
3	12000	0,32	0,25	0,61	0,20	0,78	0,25
4	16000	0,45	0,36	0,82	0,30	1,08	0,35
5	20000	0,60	0,49	1,07	0,41	1,45	0,45
6	22000	0,70	0,60	1,26	0,50	1,64	0,57
7	24000	0,80	0,70	1,46	0,59	1,84	0,70
8	28000	0,92	0,83	1,70	0,71	2,13	0,83
9	32000	1,22	1,30	1,94	1,00	2,45	1,22
10	36000	1,55	1,65	2,26	1,30	2,81	1,55
11	40000	1,87	2,06	2,59	1,60	3,25	1,87
12	44000	2,19	2,49	2,92	1,90	3,73	2,19
13	48000	2,50	3,07	3,32	2,30	4,27	2,50
14	50000						

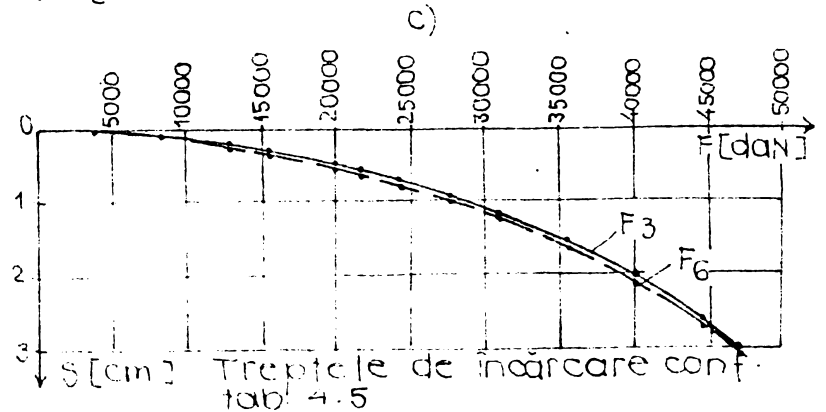
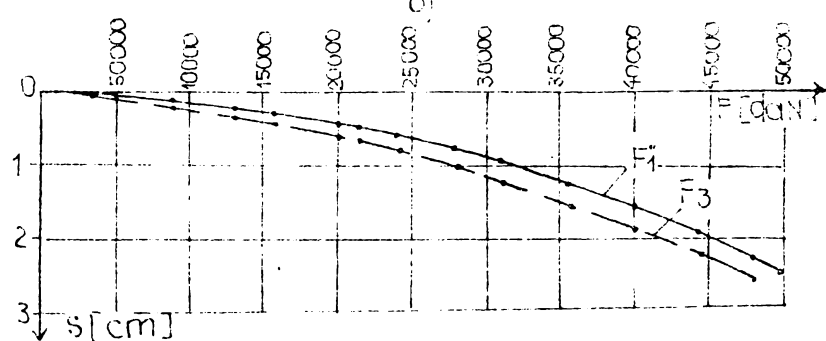
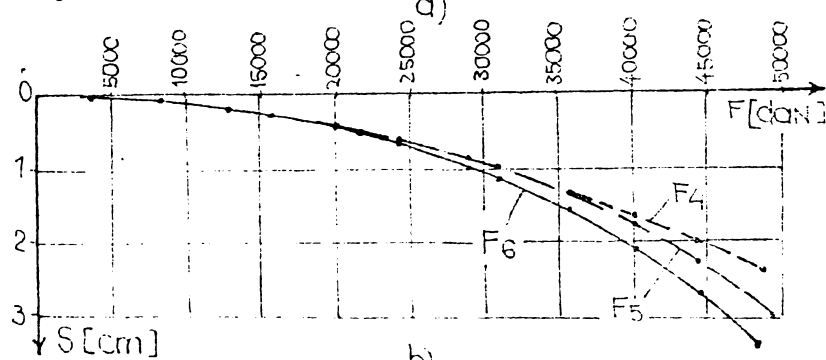
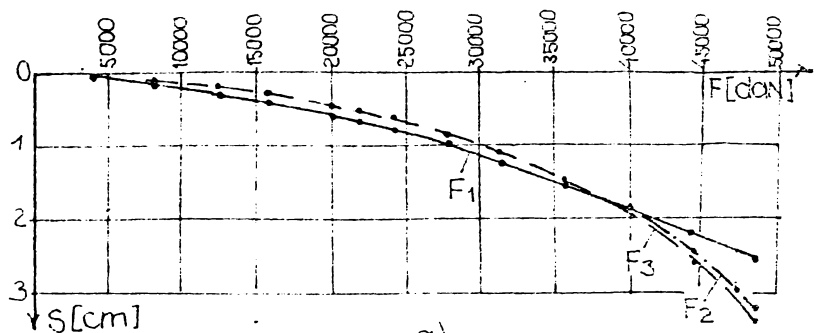
cării treptelor de încărcare, prin cele trei curbe care corespund la fundațiilor F₁, F₂ și F₃ de asemenea în fig.4.34 c) corespund la fundațiilor F₄, F₅ și F₆ iar tasările obținute pe cele două trepte sînt prezentate prin cele două curbe care corespund la fundațiilor 1 și 4 (fig.4.34 c) precum și cele două curbe prezentate în (fig.4.34 d), care evidențiază în mod clar comportarea elementelor de talpă și de ansamblu a elementului spațial.

Așa după cum s-a mai menționat, panourile elementelor (fig.4.33) au fost echipate cu cîte 13 timbre tensometrice pentru panourile care se rezază pe două elemente de talpă și 23 de timbre pentru panourile care se rezază pe trei elemente de talpă (fig.4.35). Timbrele tensometrice în panourile elementului spațial au fost poziționate pentru măsurarea deformărilor în panouri datorită încărcărilor.

În cele ce urmează vor fi prezentate și analizate rezultatele măsurărilor efectuate F-ε asupra unor timbre poziționate în zonele unde pot să apară întinderi în panouri și altele în zonele unde pot să apară compresioni. La panoul I (fig.4.36) se prezintă diagramele F-ε.

Pentru timbrele T₅ și T₆ poziționate în câmp întinderii

Comportarea panoului a fost foarte bună pînă la treapta de încărcare (36000 daN) apărînd chiar la această treaptă prima fisură în panou,



Treptate de încărcare conf. tab. 4.5

4.4.34. Diagramele F-S pentru elementul spațial pentru fundațiile F_1, F_2 și F_3 ; b) pentru fundațiile F_4, F_5 și F_6 ; c) pentru fundațiile F_1 și F_4 ; pentru fundațiile F_3 și F_6 .

la tasarea medie de 1,4 cm.

Deformațiile înregistrate la celelalte timbre ale acestui panou sînt prezentate în prova 4.5.

Planul de elevație parțial al panoului I a avut o concentrație semnificativă în zona de fundație, ceea ce se vede în figura 4.37.

Rezultatele măsurătorilor efectuate cu ajutorul centenților tricoși sînt prezentate în diagramele F-S a timbreilor tensometrice montate în diferite poziții în panou, pe reazem, în câmp și pe diagonală (fig. 4.37) unde se prezintă valo-

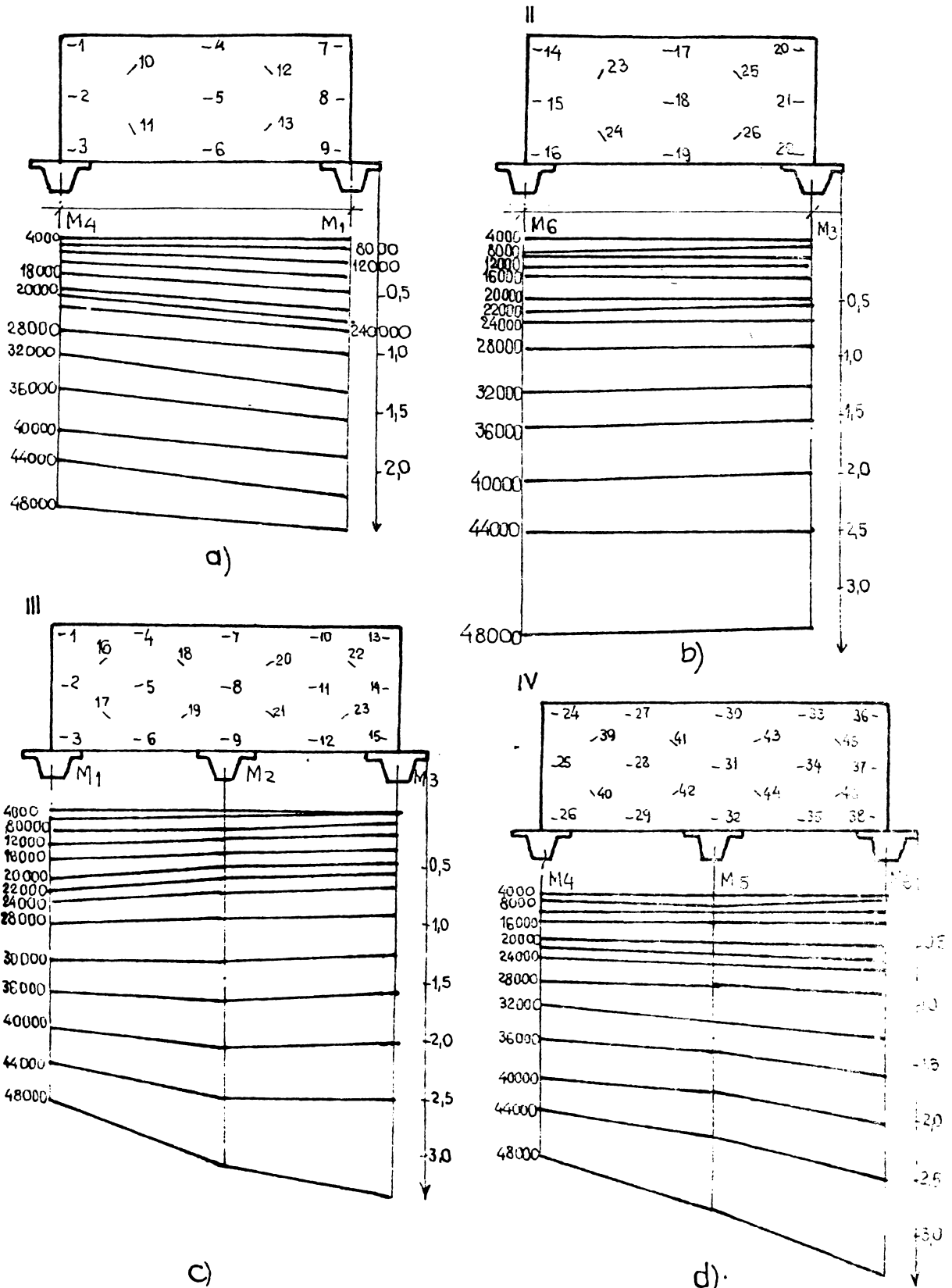


Fig.4.35. Poziționarea timbreilor tensometrice pe ele-
vațiile elementului spațial și evoluția deforma-
țiilor panourilor.

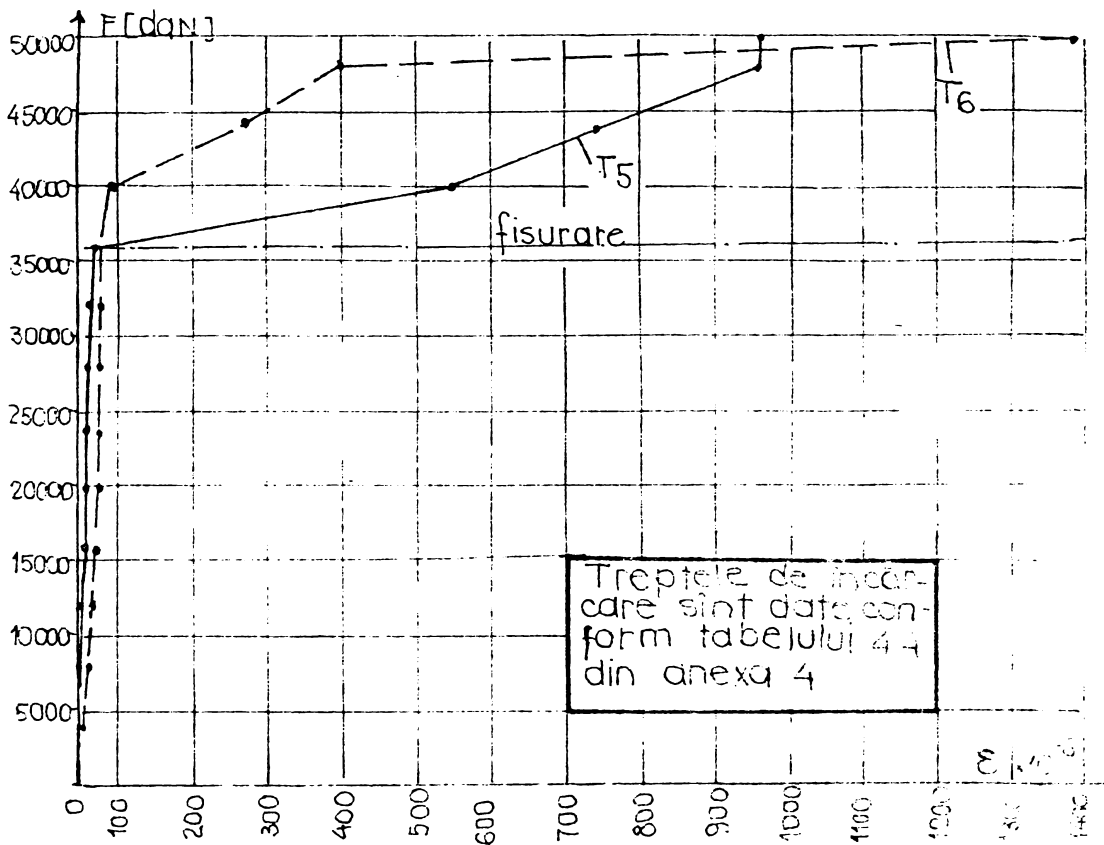


Fig.4.36. Diagramele F- ϵ pentru timbrele T_5 și T_6 de la elementul spațial, panoul I.

le deformațiilor timbrului T_{23} aflat pe diagonală, iar deformațiile înregistrate în câmp sînt prezentate în fig.4.38. prin timbrul T_{19} aflat în zona de întindere a panoului.

Timbrele T_{20} , T_{21} și T_{22} poziționate în zona îmbinării (fig. 4.35) arată o comportare corespunzătoare a acestuia, monolitizarea sigurînd continuitatea necesară (fig.4.39).

Panoul II de elevație a avut o comportare foarte bună pînă la treapta de (35000 daN) apărînd prima fisură în apropierea timbrului T_{19} .

Alte diagrame aferente încercărilor panoului II sînt prezentate în anexa 4.6.

Cel de al III-lea panou al elementului spațial (fig.4.39) echipat cu un număr de 23 de timbre este rezemat pe trei elemente de talpă discontinue.

Deformațiile betonului sînt prezentate în diagramele de F-

a unor timbre ce s-au montat în diverse zone ale panoului.

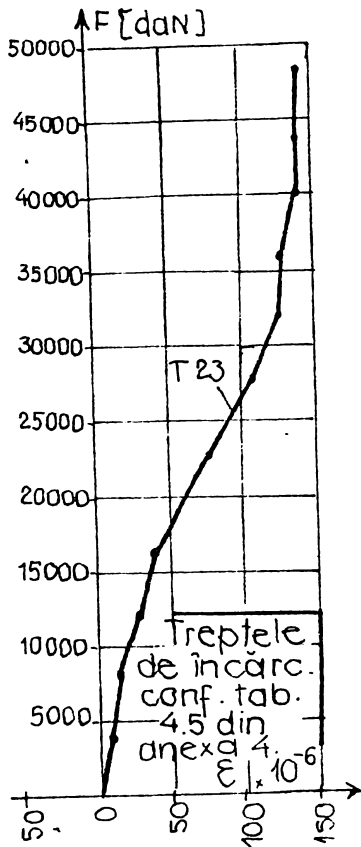


Fig.4.37. Diagrama F- ϵ pentru timbrul T₂₃ de la elementul 23 spațial, panoul II.

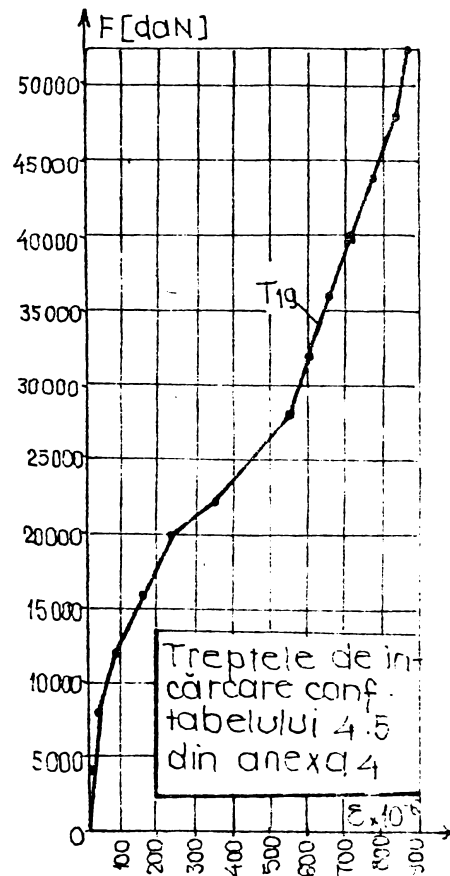


Fig.4.38. Diagrama F- ϵ pentru timbrul T₁₉ de la elementul spațial, panoul II.

În fig.4.40 se prezintă diagrama F- ϵ pentru timbrele T₁, T₂, T₁₃ și T₁₄, iar în fig.4.41 timbrul T₆, care confirmă faptul că aceste zone sînt supuse la întindere.

Se menționează că multe alte măsurători efectuate cu timbre tensometrice montate pe panourile elementului spațial sînt prezentate în anexa 4.7, iar pentru panoul IV în anexa 4.8.

Din analiza diagramelor prezentate pentru panoul III se poate spune că acesta a avut o comportare foarte bună, avînd o deformare rigid-elastică pînă în jurul valorii de 35000 daN.

Al IV-lea panou de la elementul spațial a avut o comportare similară cu a panoului III (anexa 4.8 din tabelul 4.7).

Îmbinările între panourile de elevații s-au comportat foarte

bine, aspect pus în evidență de faptul că fisurarea acestora s-a produs după fisurarea panourilor de elevație.

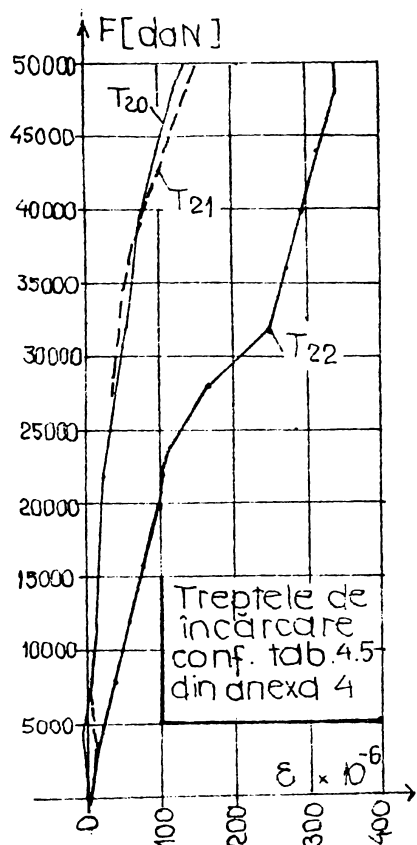


Fig. 4.39. Diagrama F-ε pentru timbrele T_{20}, T_{21}, T_{22} de la elementul spațial, panoul-II

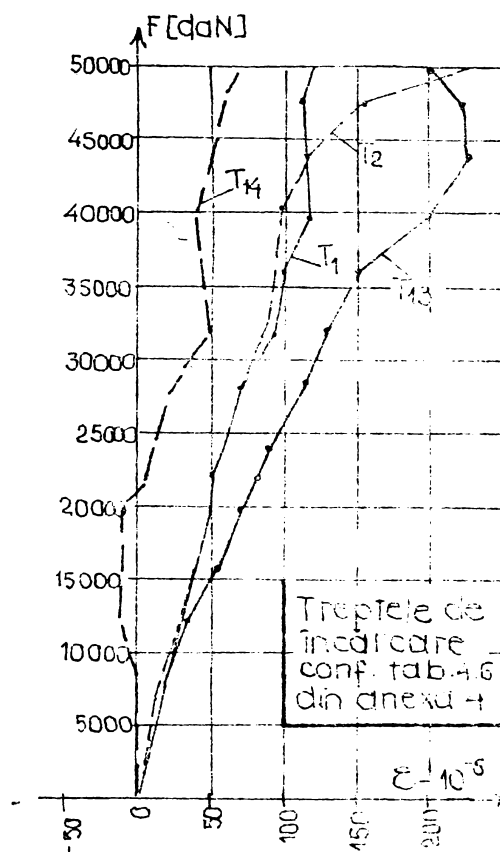


Fig. 4.40. Diagramele F-ε pentru timbrele T_1, T_2, T_{13}, T_{14} de la elementul spațial, panoul-III.

Pe baza măsurătorilor efectuate se poate face un calcul invers al modului de mediu de deformare al terenului de fundare :

$$E_m = \frac{p \sqrt{A} (1-\nu^2)}{s_m} \omega$$

în care:

- p - presiunea efectivă pe elementele discontinue ;
- A - suprafața totală a elementelor discontinue ;
- ν - coeficientul lui Poisson ;
- s_m - tasarea medie a elementelor discontinue ;
- ω - coeficient de formă al fundațiilor ;

In momentul fisurării elevațiilor presiunea efectivă a avut valoarea :

$$p = \frac{35.000}{6 \times 30 \times 30} = 6,48 \text{ daN/cm}^2$$

deci:

$$E_m = \frac{6,48 \sqrt{5400} (1-0,25^2)}{1,5} \cdot 0,9 \approx 268 \text{ daN/cm}^2$$

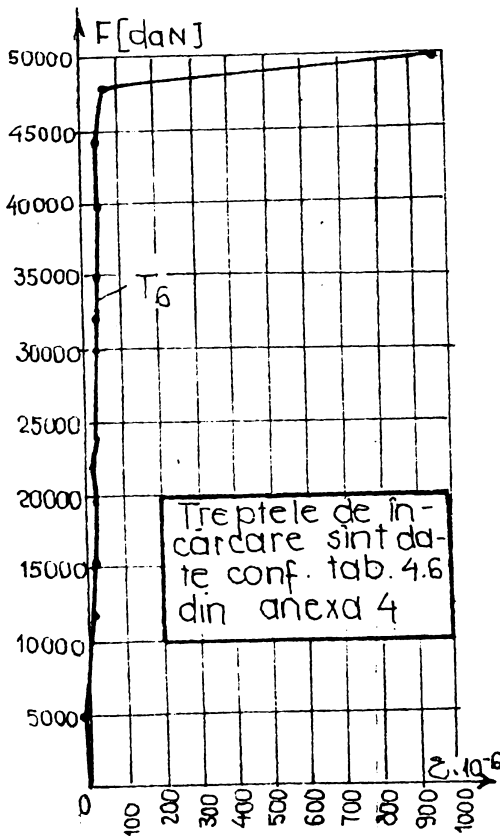


Fig.4.41. Diagrama F-ε pentru timbrul T₆ de la elementul spațial, panoul III.

Acest mod de abordare a problemei a permis obținerea unui modul de deformație mediu (E_m) mult mai apropiat de realitate.

Comportarea de ansamblu a elementului spațial a fost foarte bună, rigiditatea acestuia fiind mare, fisurarea panourilor s-a produs la valori ale forței de peste 35.000 daN, corespunzând tasării medii de 1,5 cm, iar la valoarea maximă a forței de 50000 daN, cât s-a putut realiza în timpul încercării, tasările maxime au fost de numai 3,37 cm.

4.6. CONCLUZII PRIVIND COMPORTAREA MODELELOR EXPERIMENTALE ET₁, ET₂, EL₁, EL₂ SI ELEMENTUL SPATIAL (ES).

Cercetările experimentale, pe modele, au pus în evidență modul de comportare și cedare al fundațiilor realizate din elevații plane și elemente de talpă discontinue prefabricate, montate în grapi ștanțate. Noutatea soluției studiate a impus execuția acestor studii pe modele de laborator în scară mare (1/4). Prin aceasta s-a creat posibilitatea unei confruntări între rezultatele calculate pe

baze teoretice și verificarea lor pe cale experimentală.

Rezultatele sintetice ale încercărilor experimentale sunt prezentate în tabelul 4.6 , permițând formularea următoarelor concluzii :

Tabelul 4.6

Modul	Treapta de încărcare		Încărcări normate [daN]	Raportul		Deschidere fi- suri la rupere val. med [mm]	Tasări max. ele- mente talpă [cm]	Obs
	aparitiie fisuri [daN]	rupere [daN]		F_f/F_n	F_r/F_f			
TE ₁	6072	9936	4000	1,52	1,6	1-1,6	1,54	
TE ₂	8280	9936	4000	2,07	1,2	1-1,4	1,39	
EL ₁	18915	23280	5500	3,44	1,23	1-1,3	3,2	
EL ₂	19000	23280	5500	3,45	1,22	1-1,2	2,63	
ES	35000	50000	14500	2,41	1,42	0,6+0,8	3,37	

1) Sub acțiunea încărcărilor normate și de calcul modelele au avut o comportare rigid-elastică; modelele TE₁ și TE₂ pînă în jurul valorii de $1,52 + 2,07 F^n$, modelele EL₁ și EL₂ pînă la valoarea $3,45 F^n$ și elementul spațial pînă la $2,41 F^n$ fapt ce pune în evidență că elevațiile rezemate pe 3 elemente de talpă au prezentat o comportare mai bună, însă și elementul de talpă rezemat pe două elemente de talpă satisface scopul propus.

2) Sub încărcările normate și de calcul nu au apărut fisuri nici în panourile de elevație și nici în monolitizările dintre elevații, precum nici între elevații și elementele de talpă, evidențiind o conlucrare foarte bună între elementele prefabricate de infrastructură, deci se apreciază că soluția satisface întru-totul scopul propus.

3) Procesul de rupere al panourilor de elevație a început prin apariția de fisuri în zona întinsă și s-au extins către zona comprimată zdrobind betonul din zona comprimată, corespunzător elementelor din beton slab armate supuse la încovoiere.

4) Treapta de apariție a fisurilor ($1,5 + 3,45 F^n$) și valoarea deschiderii lor în momentul ruperii ($0,8 + 1,0 \text{ mm}$), pun în evidență faptul că soluția de prefabricare studiată prezintă ri-

gigiditate mare, corespunzătoare normelor actuale de proiectare pentru clădirile cu S+P+4E.

5) Ductilitatea elevațiilor crește cu procentul de armare. În cazul modelelor studiate ruperea a apărut la un raport al deformațiilor $\varepsilon_{\text{coloaps}}/\varepsilon_f = 2 + 2,5$, valoare ce denotă o siguranță corespunzătoare pentru gradele seismice 6 și 7.

6) Rigiditatea mare a panourilor de elevație, tasările mici ale elementelor de talpă (1,54 + 3,2 cm), precum și conlucrarea foarte bună dintre elementele prefabricate pentru elevații și talpa discontinuă duc la concluzia că satisfac condițiile impuse de concepția actuală pentru proiectarea fundațiilor pentru blocurile de locuințe cu S+P+4E amplasate în zone seismice de gradul 6 și 7.

7) Valoarea redusă a tensiunilor induse în panourile de elevație și raportul indicat F_p/F^d , evidențiază rezerve importante ale soluției concepute, fapt care poate fi valorificat prin reducerea mărcilor de beton din elevații la B200 sau B150 (desigur făcând ca acest aspect să fie studiat).

5. STUDII CU PRIVIRE LA UNELE ASPECTE TEHNICO -
ECONOMICE A SOLUTIEI ELABORATE SI
CONCLUZII FINALE

5.1. ELEMENTE COMPONENTE SI STUDIU OPTIMAL DE AMPLASARE
A ELEMENTELOR DE TALPA

Tipul de infrastructură a cărei prezentare se va face în subcapitolele ce urmează, a fost studiat și conceput pentru blocuri de locuințe cu subsol, parter și 4 etaje (S+P+4E), executate din panouri mari prefabricate conform proiectului tip 277c/83 -secțiunea Pb₂. Pornind de la ideea realizării infrastructurii integral prefabricate, autorul propune ca soluție, pentru proiectul în cauză, alcătuirea infrastructurii din elemente de talpă prefabricate, montate în gropi ștanțate, amplasate discontinuu pe axele de fundare ale blocului (cap.5.1.1), și elevații realizate din panouri plane prefabricate. Modularea și prefabricarea anselor blatură-talpă-elevații, precum și realizarea prin ștanțare a profilurilor pentru fundații, au ca urmări, atât posibilitatea generalizării acestui tip de infrastructură și la alte proiecte tip, cât și atingerea unui grad de industrializare de c.a. 90% a ciclului lucrărilor de cota 0" , la construcțiile de locuințe. [68, 84, 47]

5.1.1. Cu privire la elementele de talpă concepute și
studiate

Elementele de talpă s-au prevăzut a fi executate în beton de marcă B250 . Realizarea lor în poligonul de prefabricate este extrem de simplă, atât ca urmare a formei geometrice simple, cât și datorită faptului că pentru întreaga fundație se utilizează același tip de element, fapt care permite turnarea lor în baterii de cofraje. În ideea asigurării transferului încălzirilor de la construcție la terenul de fundare în condiții cât mai bune (atât pentru fundație cât și pentru teren), s-a recurs la utilizarea elementelor de talpă prevăzute cu placă antirefulantă, având forma și dimensiunile prezentate în figura 5.1.s. Elementele de talpă ce se amplasează la intersecțiile de axe ale cons-

trucției, sînt prevăzute cu mustăți pentru asigurarea legăturii dintre stîlpișorii din beton armat și fundații (figura 5.1.b).

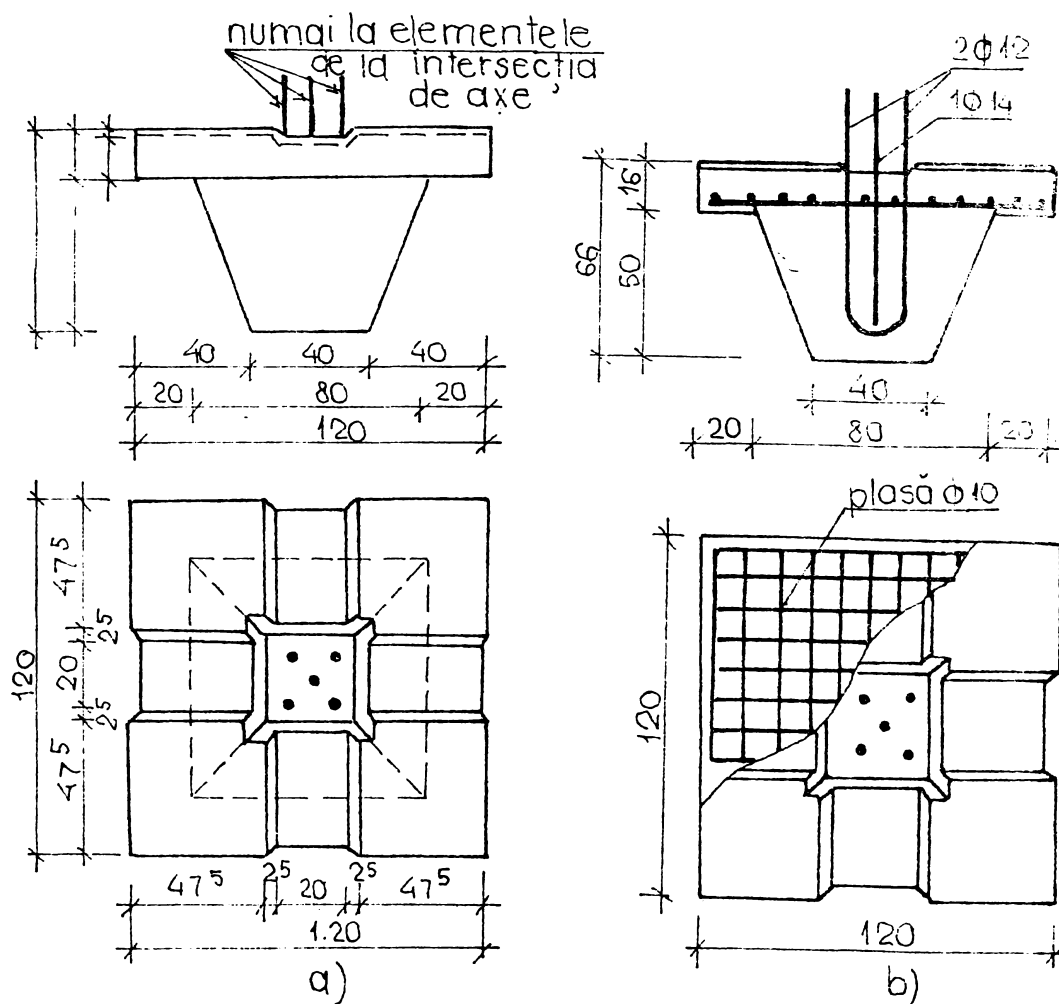


Fig.5.1. Elemente de talpă prefabricate

- a) prezentare generală
- b) detalii de armare

Comparativ cu elementele de talpă fără placă utilizate pînă prezent, elementele de talpă cu placă antirezistentă au avantajul asigurării unei rezistențe mai sigure a panoului de elevație, precum și unei capacități portante cu 70% mai ridicate, ceea ce conduce la utilizarea unui număr mai mic de prefabricate pentru talpă și implicit la obținerea unor importante economii de beton în talpa fundației.

Modul de amplasare a elementelor de talpă pe axele fundației blocului s-a făcut în conformitate cu planul de montaj din anexa 5. Se observă din figură că principiul de amplasare este de a repartiza câte un element de talpă la fiecare intersecție de axe, precum și pusea unor elemente de talpă intermediare pe direcția axelor transversale 1...7.

În baza principiilor de amplasare enunțate anterior, pentru realizarea fundației blocului sînt necesare un număr de 38 elemente de talpă prefabricate realizate din beton de marcă B250 cu specificațiile din tabelul 5.1.

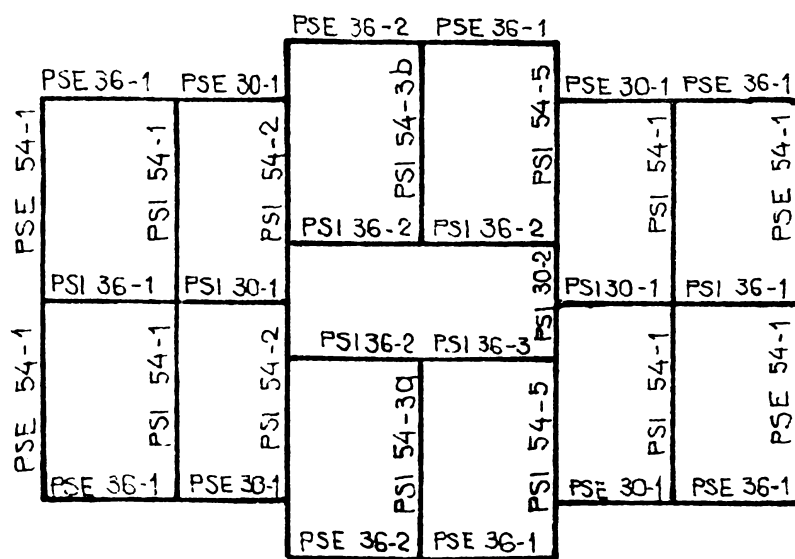
Tabelul 5.1

DENUMIRE ELEMENT	BUCATI	BETON		ARMATURA		MANOPERA [lei]	UTILAJ [lei]
		Consum [mc]	Pret [lei]	Consum [Kg]	Pret [lei]		
TP 1	28	15,85	13520	181	1593	2650	838
TP 2	10						
Total	38						

5.1.2. Cu privire la elementele din soclu (elevații) concepute și studiate

Elevațiile blocului sînt constituite din panouri plane prefabricate din beton armat de marcă B250, cu grosimea panourilor de elevație de 16 cm, elemente concepute și studiate de autor.

Pentru realizarea infrastructurii blocului sînt necesare un număr de 36 de panouri de elevație ale căror simboluri sînt arătate pe planul de montaj din anexa 5.2 cu specificațiile din tabelul 5.2 respectiv fig.5.2.



Denumire element	Bucăți
PSE 54-1	4
PSE 36-1	6
PSE 36-2	2
PSE 30-1	4
PSI 54-1	4
PSI 54-2	2
PSI 54-3	2
PSI 54-5	2
PSI 36-1	2
PSI 36-2	2
PSI 36-3	2
PSI 30-1	2
PSI 30-2	2
TOTAL	36

Fig.5.2. Tipurile panourilor de elevație (proiect tip T770 sect. Pb₂).

Volumul de beton pentru panourile de elevație menționate în tabelul 5.2 este de 45,94 mc, iar prețul de 30657 lei. Armătura necesară pentru realizarea infrastructurii blocului este de 205 t kg prețul de 20629 lei, iar valoarea manoperei și utilajelor aferente este de 6267 lei respectiv 1163 lei.

Panourile pentru elevații au grosimea constantă 16 cm și înălțimea 1,85 m, fiind corespunzătoare atât din punctul de vedere al rezistenței cât și al realizării stâlpșorilor de monolitizare prevăzuți la intersecțiile de axe ale construcției. Imbinarea panourilor supune sudarea cu eclise a barelor orizontale, apoi montajul armăturilor verticale și a fretei sau etrierilor, urmînd turnarea betonului de monolitizare, rezultînd astfel o îmbinare continuă pe toată înălțimea panoului. S-a urmărit obținerea unor îmbinări simple de real concepute de așa manieră încît să lege elementele prefabricate ale infrastructurii (tălpi-elevații) într-o singură etapă. Modul de rezolvare a îmbinărilor de la intersecțiile de axe, pentru diverse situații de intersectare (anexa 5.2) este prezentat în anexa 5.3.

Fațele laterale ale panourilor de elevație sînt prevăzute cu dinți pentru preluarea forțelor de forfecare. Armarea panourilor realizează cu o carcasă confecționată în atelier, fapt care contribuie la reducerea consumului de armătură. Ținînd cont de faptul că rezemarea panourilor este discontinuă, s-a considerat necesară efectuarea calculului de rezistență al elevațiilor considerîndu-le grînză-peste-continuu. A rezultat din calcul că, față de armarea constructivă obișnuită pentru elevațiile cu rezemare continuă (rezultată din condițiile de transport, manipulare, contracție). La panourile cu rezemare discontinuă se impune suplimentarea armăturii de rezistență pe partea inferioară a panourilor, cu două bare din PC 52 avînd $\varnothing 14$ mm așa ca cele menționate mai sus sînt relevate în anexele 5.4 și 5.5, iar modul panourilor de elevație cu și respectiv fără gol de ușă.

5.1.3. Studiu privind repartizarea rațională a elementelor de talpă

Utilizarea elementelor de talpă prefabricate, amplasate discontinuu a constituit pentru autor o problemă a cărei rezolvare presupunea elucidarea a două aspecte:

- a) - alegerea tipului de element de talpă preconizat pentru utilizare ;

b). - Modul de repartizare a elementelor sub elevații.

În ceea ce privește tipul de element de talpă, studiul și experimentările efectuate de autor au demonstrat că placa antirefulantă are un aport substanțial la majorarea capacității portante, comparativ cu elementele de talpă fără placă antirefulantă. Capacitatea portantă determinată prin calcul, pentru aceleași condiții de teren și de ștanțare a gropii de fundare a fost de :

- cazul 1, elementul de talpă fără placă ;
- cazul 2, elementul de talpă cu placă.

Pornind de la acest considerent rezultă că pentru preluarea în condiții de maximă siguranță a încărcărilor de structură sînt necesare un număr de 78 elemente pentru cazul 1, respectiv 38 elemente de talpă pentru cazul 2. În ambele cazuri s-a avut în vedere ca repartizarea elementelor de talpă să fie făcută astfel încît fiecare element de talpă să preia aproximativ aceeași încărcare (cu diferențe de pînă la 10%), cu coeficient de siguranță sporit ținînd cont de nouțatea soluției de fundare.

Avantajele folosirii soluției propuse de autor, față de soluția de fundare pe elemente de talpă fără placă, ținînd cont de utilizarea ambelor soluții la aceeași suprafață construită (Pb₁ și T770 secțiunea Pb₂), sînt evidențiate în tabelul 5.3.

Tabelul 5.3

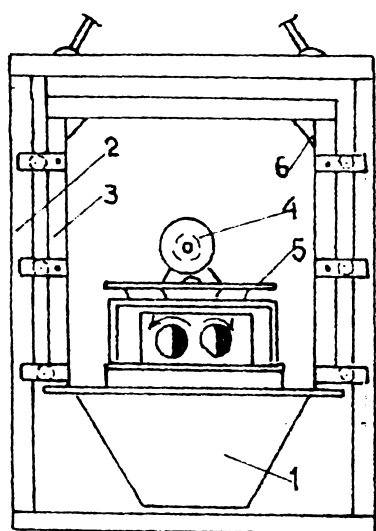
Nr. crt.	Caracteristici comparate	U.M.	SOLUȚIA DE FUNDARE		Econom. Var.2. față de Var.1. [%]	Obs.
			VARIANTA 1 Elem. de talpă fără placă	VARIANTA 2 Elem. de talpă cu placă antirefulantă		
1	Volu _m de beton în elementele de talpă	mc	17,20	15,85	7,85	
2	S_c = Supraf. construită S_p = Supraf. fundației	-	4,1	4,42	7,1	$S_c = 241,97m^2$ $S_p^{V1} = 58,88m^2$ $S_p^{V2} = 54,72m^2$
3	Volu _m beton tălpi lm^2 supraf. constr.	mc/ m^2	0,07	0,065	7,2	
4	Are montaj element de talpă (inclusiv ștanțare gropi)	ore	49	24	51	Var.1 78 buc. Var.2 38 buc. Ștanțare gropi montaj talpi = 38 x 1 = 38 ore
5	Valoare deviz elem. de talpă (preț + manop. + utilaj)		22635	18575	17,85	

S-a luat ca bază de comparație, soluția de fundare pe elemente de tipă fără placă, datorită superiorității acesteia din punct de vedere tehnico-economic față de alte soluții de fundare prezentate în capitolul II.

5.2. STUDIU REFERITOR LA TEHNOLOGIA LUCRĂRILOR DE PĂMÎNT ȘI MONTAREA INFRASTRUCTURII

5.2.1. Utilaje și echipamente folosite la executarea lucrărilor

S-a prevăzut ca realizarea gropilor de fundații să fie executat prin vibroștanțare, cu ajutorul instalației prezentată în figura 5.3.



1. măr metalic
2. cadru suport
3. cadru de ghidare
4. motor electric
5. vibrogenerator
6. sistem de ghidare cu roți

Fig.5.3. Instalația de vibroștanțare

Obținerea gropii de fundare are loc ca urmare a pătrunderii în pământ sub efectul vibrațiilor a mărului metalic 1, care are forma geometrică identică cu prefabricatul de talpă, iar dimensiunile mărului sunt mai mari cu 2 cm pe prima latură decât elementul de talpă prefabricat. Această majorare a dimensiunilor mărului a fost prevăzută pentru a exista posibilitatea poziționării corecte (pe axe și la nivel) a prefabricatului în cazul eventualelor deplasări (dezaxări) ale instalației în timpul procesului de vibroștanțare a gropii. [67]

Vibrațiile necesare pătrunderii mărului sunt generate de vibrogeneratorul cu excentrici 5, antrenat de motorul electric 4, ambele montate pe mărul 1. Cadru suport 2, al instalației, are atât rol de susținere a instalației în timpul funcționării, cât și rol de a ghida pătrunderea corectă a mărului, prin intermediul ghidajului cu roți 6.

Instalația de vibroștanțare este manevrată pe poziția de lucru de macarua care deservește ulterior și lucrările de montaj ale prefabricatelor.

5.2.2. Studiu cu privire la tehnologia de realizare a tălpii fundației

Pentru varianta de fundare propusă de autor, realizarea gropilor de fundații presupune două etape principale, fiecare din ele cuprinzând mai multe faze tehnologice de lucru:

a) Etapa I - Lucrări de pământ :

- 1 - execuția mecanizată a unei săpături generale până la pardoselii de la subsol ;
- 2 - materializarea pe teren a axelor fundației prin intermediul maselor de trasare ;
- 3 - pichetarea și țăruișarea poziției gropilor vibratorii pentru montarea elementelor de talpă.

Prezentarea schematică a lucrărilor ce se desfășoară este făcută în anexa 5.6.

b) Etapa II - Vibroștanțarea gropilor și montajul prefabricatelor de talpă

- 1 - punerea pe poziție a instalației de ștanțare ;
- 2 - ștanțarea gropilor de fundații pe direcția axului 1 ;
- 3 - umplerea cu balast a gropilor ștanțate și reștanțarea gropilor de pe axul 1, obținându-se astfel un ax al construcției pregătit complet pentru montajul elementelor de talpă (gropi ștanțate și bulb din balast executat) ;
- 4 - reluarea operațiilor 1...3 pe axul 2 ș.a.m.d. ;
- 5 - montarea și monolitizarea elementelor de talpă prefabricate începând cu axul 1, între fazele de montaj și vibroștanțare se va lăsa un decolaj de la axă transversală .

Fazele tehnologice de vibroștanțare și montaj sînt prezentate în figura 5.4.

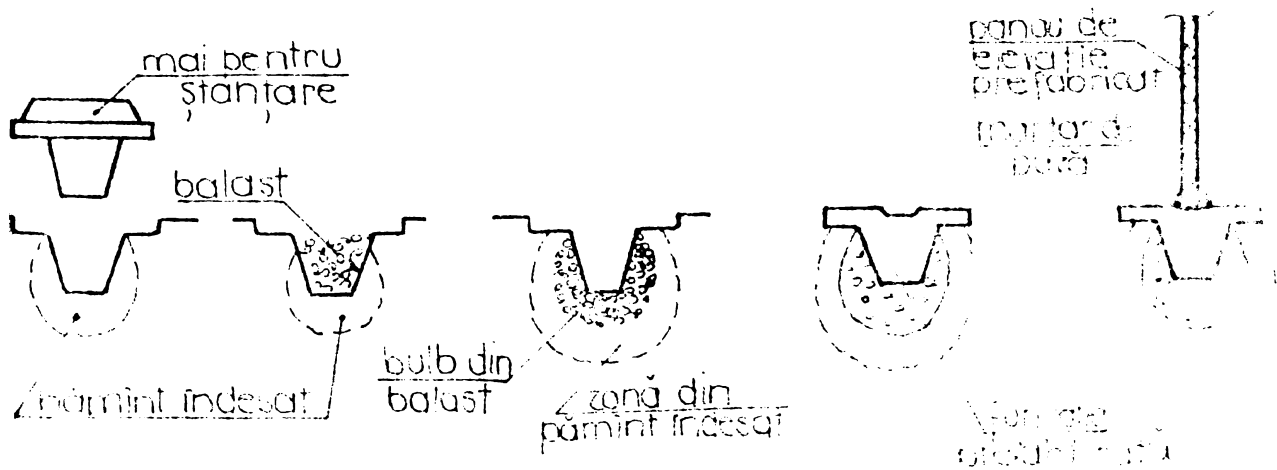


Fig.5.4. Vibroștanțarea gropilor și montajul elementelor de talpă prefabricate.

5.2.3. Studiu cu privire la tehnologia de montaj a elevațiilor

Montajul panourilor de elevație are loc după montarea și monolitizarea elementelor de talpă. Până la terminarea monolitizărilor verticale (stâlpișorii) elevațiile sînt menținute în poziție verticală prin tiranți. Așezarea elevațiilor pe elementele de talpă se face prin intermediul unui martor de poză. În anexa 5.7 este reprezentat schematic montajul întregii infrastructuri.

5.3. STUDIU CU PRIVIRE LA STABILIREA CICLULUI DE REALIZARE A LUCRARILOR DE COTA ZERO

Tinînd cont de volumul de lucrări, de fazele tehnologice de lucru precum și de durata normală a diferitelor categorii de lucrări, autorul a ajuns la concluzia că realizarea infrastructurii unui bloc proiect tip T770-secțiunea Pb₂, conform soluției studiate, necesită o durată de desfășurare de 90 de ore, așa cum se arată în ciclul de eșalonare a lucrărilor din figura 5.5, ceea ce prezintă o valoare substanțială- productivității muncii.

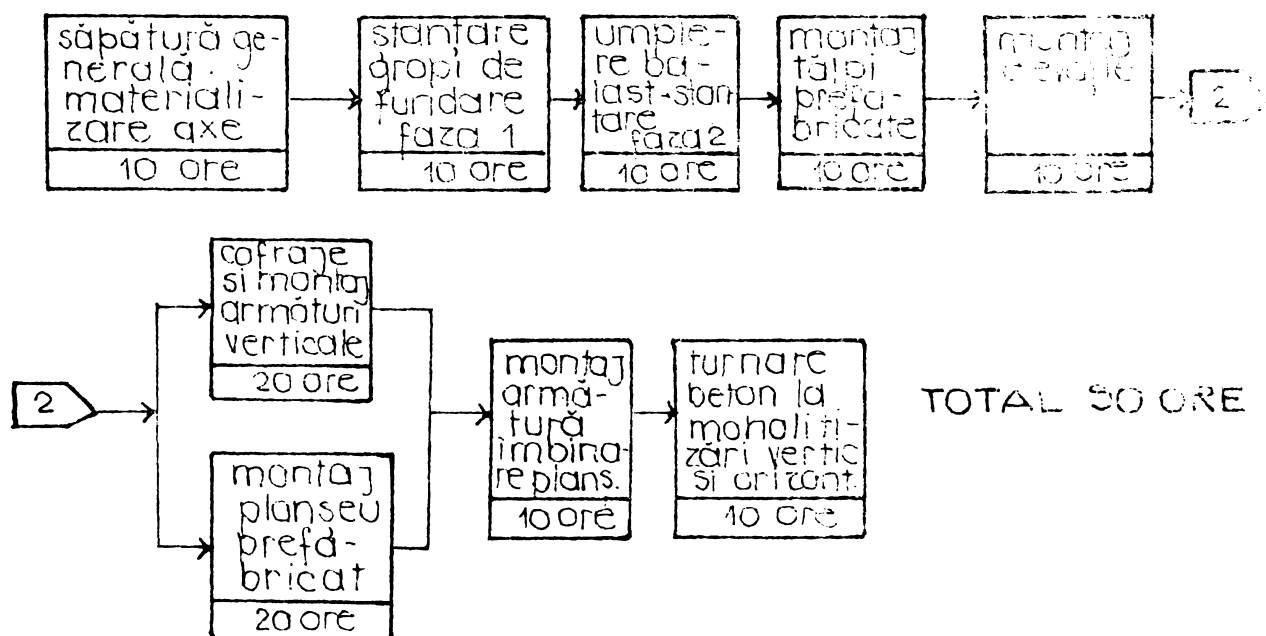


Fig.5.5. Grafic de eșalonare a lucrărilor de cotă zero.

5.4. STUDIUL INDICATORILOR SI INDICIILOR PENNICOEFICIENTI

Reducerea consumurilor de materiale principale, a duratei de execuție, economiile de manoperă și energie, au fost obiectivele principale ale studiului.

at în permanență în atenția autorului la elaborarea soluției de infrastructură prezentată în cadrul capitolului 2. În tabelul 5.4 sunt specificate atât valorile principalilor indici tehnico-economici, cât și modalitățile tehnice prin care autorul a urmărit atingerea acestor valori. Stabilirea indicatorilor tehnico-economici s-a făcut pe baza consumurilor de materiale principale și a valorilor de deviz prezentate în tabelul 5.5.

Tabel 5.4.

Indici consum t.	U.M.	infrastructură			- Modalități lucru
		tălpi	elevații	total	
CIMENT -tălpi-4970Kg -elevații- 14565 Kg	$\frac{Kg}{m^2 A_{dc}}$	3,76	11,02	14,78	a) - reducerea cantității de ciment prin: - utilizarea talpilor prin: - ridicarea capacității portanțe a betonului datorită stărușii - folosirea betonului cu agregate de rețea fine și scililor (în infrastructură)
OTEL BETON -tălpi -181 Kg -elevații- 2853 Kg	$\frac{Kg}{m^2 A_{dc}}$	0,14	2,16	2,3	b) - reducerea cantității de oțel prin: - utilizarea oțelului cu rezistență ridicată
COPRAJE -tălpi- 0 -elevații= 0,002 mc	$\frac{mc}{100m^2 A_{dc}}$	-	0,026	0,026	- utilizarea betonului cu rezistență ridicată
MANOPERA -tălpi-2650 -elevații- 6267	$\frac{lei}{m^2 A_{dc}}$	0,00	4,75	4,75	- utilizarea forajului mecanizat - datorită utilizării betonului cu rezistență ridicată - utilizarea betonului cu rezistență ridicată
DURATA -tălpi-50 ore -elevații- 40 ore	$\frac{ore}{m^2 A_{dc}}$	0,038	0,031	0,069	- reducerea duratei de execuție a lucrărilor de infrastructură datorită utilizării betonului cu rezistență ridicată
ENERGIE ELEC. TRICA -tălpi:210 KW -elevații, 170 KW	$\frac{KW}{m^2 A_{dc}}$	0,159	0,129	0,287	
COST TOTAL -tălpi-34600 -elevații- 78.800	$\frac{lei}{m^2 A_{dc}}$	26,19	56,65	82,84	

* A_{dc} - 1321 m^2 - aria desfășurată a construcției.

Tabloul 1.6

Nr. crt	Specificația	U/M	TALPA		ELEVANT		Cant.	Cost
			Cant.	Cost	Cant.	Cost		
1	Beton pe sentier	mc	15,85	13,520	45,94	36657	12,7	103500
2	Armătură	kg	159	1593	2853,4	23685	11,9	97000
3	Cofraje				81,9	657		5300
4	Manoperă		-	2650		5207		41650
5	Utilaj			832		1163		9300
6	Alte materiale			441		4365		34920
7	Transport			8719		4172		33376
8	Alte cheltuieli			7156		16481		131848
9	TOTAL GENERAL			35000		73800		591000

5.5. STUDIU DE FOLOSIRE A DECIZIILOR FUZZY PENTRU ANALIZA TEHNICO-ECONOMICA A CELOR 5 VARIANTE DE FUNDARE INDICATE.

5.5.1. Aspecte generale

Realizarea unui obiectiv propus impune necesitatea luării unor decizii în alegerea variantei optime din mai multe variante posibile.

O metodă care se poate folosi în luarea deciziei optime pentru proiectele de investiții poate fi metoda gradelor de apartenență la varianta optimă determinată cu ajutorul variabilelor fuzzy [83].

Pentru a înțelege formularea problemelor de investiții cu ajutorul mulțimilor fuzzy sînt necesare cîteva precizări.

Fie o mulțime E și A o submulțime a lui E.

Atunci $A \in E$ sau "A inclus în E". Dacă se aparține lui A se notă cu:

$$x \in A$$

Pentru a indica această apartenență se poate utiliza funcția $\mu_A(x)$ ale cărei valori indică dacă se aparține sau nu lui A.

$$\mu_A(x) = \begin{cases} =1, & \text{dacă } x \in A \\ =0, & \text{dacă } x \notin A \end{cases}$$

Funcția de apartenență $\mu_A(x)$ poate lua orice valoare în intervalul $[0,1]$.

Un element x_i a lui A poate să nu aparțină lui A ($\mu_A(x_i) = 0$).

apartine puțin lui A ($\mu_A(x_i)$ vecin cu zero) să aparțină puțin și așa", ($\mu_A(x_i) = 0,5$), să aparțină mult lui A ($\mu_A(x_i)$ vecin cu 1) sau să aparțină lui A ($\mu_A(x_i) = 1$).

Mulțimea perechilor $\{x, \mu_A(x)\}$ se numește mulțime fuzzy.

O mulțime fuzzy poate fi precis definită asociind fiecărui element x un număr cuprins între 0 și 1, reprezentând gradul său de apartenență $\mu_A(x)$ la o anumită proprietate A.

Gradul de apartenență $\mu_A(x)$ poate fi definit în mai multe feluri și anume:

- cu ajutorul unor formule matematice ;
- printr-un tabel de valori ;
- printr-un algoritm recursiv ;
- în funcție de alte funcții de apartenență.

5.5.2. Principiul metodei

În alegerea variantei optime intervin :

- mulțimea variantelor (alternativelor) luate în considerație $V = \{V_1, V_2, V_3, \dots, V_n\}$;
- mulțimea restricțiilor economice (criterii) care stau la baza adoptării deciziei $C = \{c_1, c_2, \dots, c_n\}$;
- criterial de optim

Fie a_{ij} valoarea indicatorului variantei V_i după criteriul c_j . Se obține astfel o matrice de forma :

$$a = \| a_{ij} \|$$

Se consideră valorile optime a_j^* după fiecare criteriu c_j . Efectuând transformarea de variabilă de forma :

$$x_{ij} = \frac{a_{ij} - a_j^*}{a_j^*}$$

În cazul variantei optime avem condiția : $x_{ij} = 0$ ceea ce este echivalent la $a_{ij} \cong a_j^*$ (optim)

Curent se consideră că gradul de apartenență este dat de fiecare valoare x_{ij} de o funcție exponențială de forma :

$$\mu(x_{ij}) = \mu_{ij} - e^{-K(x_{ij})}$$

unde K reprezintă un coeficient de apartenență care depinde de funcție de importanța indicatorului considerat,

Literatura de specialitate [85] recomandă $L > 2$ putând ajunge și la valori 5...6

Calculul de optimizare pe baza deciziilor fuzzy se realizează pe utilizarea următoarelor criterii: criteriul pesimist al lui Wald, criteriul lui Laplace, criteriul optimist al lui Hurvici și criteriul lui Savage (regretelor).

Efectiv calculul presupune următoarele etape :

- alcătuirea tabelului indicatorilor economici
- alcătuirea tabelului valorilor relative ale indicatorilor
- alcătuirea tabelei gradelor de apartenență
- alcătuirea matricei gradelor de apartenență
- aplicarea criteriului de optim și stabilirea variantei optime.

5.5.3. Aplicarea deciziilor fuzzy pentru stabilirea variantei optime de fundare

În cap.2 s-au analizat 5 variante de fundare aplicabile la proiectul tip T 770 secțiunea Pb₂. Pentru toate variantele de fundare analizate dimensionarea tălpii fundațiilor s-a făcut pentru o presiune convențională a terenului de fundare de 2,0 daN/cm² și pentru o zonă cu grad de intensitate seismică 7. [90]

Variantele de fundare considerate sînt următoarele :

- V₁ - tălpi și elevații monolite ;
- V₂ - tălpi monolite și elevații prefabricate ;
- V₃ - elevații și tălpi prefabricate ;
- V₄ - elevații prefabricate și elemente de talpă discontinue realizate în gropi ștanțate ;
- V₅ - elevații prefabricate și elemente de talpă discontinue cu placă antirefulantă, în gropi ștanțate.

Pentru stabilirea variantei optime prin utilizarea deciziilor fuzzy se consideră următorii indicatori:

- I_{mat} - costul total de deviz al materialelor în lei ;
- I_{man} - costul total de deviz al manoperei în lei ;
- I_u - costul total de deviz al utilajelor în lei ;
- I_o - costul total al lucrărilor de infrastructură în lei ;
- I_{is} = $\frac{I_{mat} + I_{man} + I_u}{S}$ - investiția specifică în lei/m² (S=1,321 m²)

- I_{pr} = $\frac{I_{mat} + I_{man} + I_u}{I_{man}}$ - productivitatea muncii

Valorile acestor indicatori, calculate pe baza tabelelor 2.3 , 2.5, 2.7 și 5.5 sînt prezentate în tabelul 5.6.

Tabelul 5.6

Indicator Varianta	Indicatori tehnico-economici					Criteriul
	I_{mat} (lei)	I_{man} (lei)	I_u (lei)	I_c (lei)	I_{is} (lei/an)	
V_1	83776	16398	14484	122000	22,59	1,7
V_2	114069	16828	4275	168000	127,17	3,9
V_3	145240	14525	9983	193000	146,16	15,7
V_4	141859	13708	8555	188500	141,14	13,6
V_5	111095	11600	16024	162500	123,01	14,8

În tabelul 5.7 sînt prezentate valorile relative ale indicatorilor, care se obțin fie prin raportarea valorii dintr-un indicator la valoarea indicatorilor fiecărei variante, adică în care soluția optimă este dată de cel mai mic indicator (de exemplu concret I_{mat} , I_{man} , I_u , I_c , I_{is}), fie prin raportarea fiecărei variante la valoarea maximă a indicatorilor (de exemplu soluția optimă este dată de cel mai mare indicator - costul).

Valorile relative ale indicatorilor

Indicator Varianta	I'_{mat} (lei)	I'_{man} (lei)	I'_u (lei)	I'_c (lei)	I'_{is} (lei/an)	Criteriul
V_1	1	0,707	0,295	1	1	1,7
V_2	0,732	0,689	1	0,726	5,603	3,9
V_3	0,576	0,798	0,428	0,682	0,681	15,7
V_4	0,590	0,846	0,499	0,654	0,705	13,6
V_5	0,754	1	0,266	0,750	0,809	14,8

Efectuînd transformarea $X_{ij} = \frac{a_{ij} - a_j^*}{a_j^*}$ se obține tabelul

5.8

În continuare se atribuie fiecărui indicator un coeficient de pondere prin care decidentul admite ca la un anumit indicator să aibă loc o reducere a gradului de apartenență pe măsură ce indicatorul se îndepărtează de valorile optime. La criteriile (indicatorii) mai importante constanta K trebuie să fie mai mare, iar la criteriile mai puțin importante mai mică. Alegînd următorii coeficienți de pondere: $K_1 = K_4 = K_5 = 3$; $K_2 = K_6 = 4,5$ și $K_3 = 2$ se calculează valoarea

Valorile transformate ale indicatorilor

Tabelul 5.8

Y Varianta	X _{met}	X _{man}	X _u	X _c	X _{is}	X _{pr}
V ₁	0	0,293	0,705	0	0	0,447
V ₂	0,267	0,311	0	0,274	0,217	0,280
V ₃	0,424	0,211	0,572	0,368	0,319	0,280
V ₄	0,410	0,154	0,501	0,346	0,295	0,478
V ₅	0,246	0	0,734	0,250	0,191	0

gradelor de apartenență μ_{ij} (Tab.5.9) la valoarea optimă din fiecare

relația $\mu_{ij} = e^{-k_i x_{ij}}$

Pe baza datelor din tabelul 5.9 se poate construi matricea gradelor de apartenență $\mu(X)$

$$\mu(X) = \begin{vmatrix} 1,00 & 0,267 & 0,244 & 1,00 & 1,00 & 0,122 \\ 0,447 & 0,246 & 1,00 & 0,439 & 0,521 & 0,273 \\ 0,280 & 0,337 & 0,318 & 0,331 & 0,384 & 0,791 \\ 0,292 & 0,500 & 0,367 & 0,354 & 0,412 & 0,678 \\ 0,478 & 1,00 & 0,330 & 0,472 & 0,563 & 1,00 \end{vmatrix}$$

Pentru alegerea variantei de optim se asociază în fiecare rând un criteriu de optim :

a) Aplicând criteriul pesimist al lui Wald se obține :

$$\begin{aligned} \max [\min (X_j)] &= \max (0,122; 0,246; 0,318; 0,354; 0,191) \\ &= 0,392 \text{ care corespunde variantei } V_2 \end{aligned}$$

b) Alt criteriu de alegere e varianta optimă din grad de apartenență mediu la valorile optime (criteriul Laplace)

$$\bar{\mu}_1 = \frac{1,00+0,267+0,244 + 1,00 + 1,00 + 0,122}{6} = 0,605$$

$$\bar{\mu}_2 = \frac{0,447+0,246+1 + 0,439+0,521+0,273}{6} = 0,467$$

$$\bar{\mu}_3 = \frac{0,280+0,337+0,318+0,331+ 0,384 + 0,791}{6} = 0,415$$

$$\bar{\mu}_4 = \frac{0,292+0,500 + 0,367 + 0,354 + 0,412+0,678}{6} = 0,467$$

Tabelul 5.9

Calculul gradelor de apartenență

Variante	K ₁ =3		K ₂ =4,5		K ₃ =2		K ₄ =3		K ₅ =3		K ₆ =4,5	
	$\mu(X_{mat})$	$\mu(X_{man})$	$\mu(X_{2})$	$\mu(X_{3u})$	$\mu(X_{4e})$	$\mu(X_{5is})$	$\mu(X_{6pm})$	$\mu(X_{is})$	$\mu(X_{pm})$	$\mu(X_{is})$	$\mu(X_{pm})$	$\mu(X_{pm})$
V ₁	0	1	1,318	0,267	1,41	0,244	0	1	0	1	2,101	0,122
V ₂	0,004	0,427	1,399	0,246	0	1	0,822	0,439	0,651	0,521	1,296	0,273
V ₃	1,272	0,280	0,949	0,387	1,144	0,518	1,104	0,331	0,957	0,304	0,234	0,791
V ₄	1,23	0,292	0,693	0,500	1,002	0,267	1,030	0,354	0,885	0,412	0,130	0,878
V ₅	0,738	0,478	0	1	1,468	0,330	0,75	0,472	0,573	0,563	0	1

$$\mu_5 = \frac{0,478+1+0,230+0,472+0,563+1}{6} = 0,623$$

Valoarea maximă corespunde varianței V₅, deci în cazul aplicării criteriului lui Laplace varianta optimă este varianta 5.

c) Adoptînd criteriul optimist al lui Hurvicz, pentru coeficientul de risc $\alpha = 0,10$, ceea ce înseamnă că probabilitatea de realizare a varianței optime este de 90%, iar a varianței pesimiste de 10%, din matricea gradelor de apartenență $\mu(X)$. Se aleg pe linii valorile maxime și minime ale gradelor de apartenență și se formează perechi de numere maxime și respectiv minime:

1,00	0,122	Cu ajutorul
1,00	0,246	cestor perechi de
0,791	0,280	numere maxime și
0,878	0,292	minime se calculează
1	0,230	probabilitatea de

$$\alpha \mu(X)_{\max} + (1 - \alpha) \mu(X)_{\min} \text{ și se obține:}$$

0,90	1,00+0,10.0,122 = 0,912
0,90	1,00+0,10.0,246 = 0,124
0,90	0,791+0,10.0,280 = 0,739
0,90	0,878+0,10.0,292 = 0,829
0,90	1,00+0,10.0,230 = 0,239

Se constată că în acest caz cu acest criteriu varianta optimă sunt V₂ și V₅, care au valoarea maximă probabilistică maximă (0,90).

d) Un alt criteriu de decizie care se poate aplica este criteriul regretelor (Savage).

Din matricea gradelor de apartenență $\alpha(K)$ se aleg valorile maxime ale gradelor de apartenență pe coloane. În cazul de față, pe fiecare coloană valoarea maximă este 1,00.

În continuare se calculează regretul nerealizării valorii optime ca diferență între gradul de apartenență maxim (1,00) și gradul de apartenență la care ne referim.

Se obține următoarea matrice a regretelor :

1,00-1,00	1,00-0,267	1,00-0,244	1,00-1,00	1,00-1,00	1,00-1,00
1,00-0,447	1,00-0,246	1,00-1,00	1,00-0,439	1,00-0,582	1,00-0,447
1,00-0,280	1,00-0,387	1,00-0,318	1,00-0,331	1,00-0,394	1,00-0,280
1,00-0,292	1,00-0,50	1,00-0,367	1,00-1,354	1,00-0,432	1,00-0,292
1,00-0,478	1,00-1,00	1,00-0,330	1,00-0,472	1,00-0,503	1,00-0,478
0	0,733	0,756	0	0	0,878
0,553	0,754	0	0,561	0,479	0,777
0,72	0,613	0,682	0,669	0,616	0,72
0,708	0,500	0,633	0,646	0,588	0,708
0,522	0	0,67	0,528	0,437	0,522

Pentru a stabili varianta optimă acest criteriu se poate lua unul din criteriile expuse anterior, ținând seama că regretul are un efect negativ (este bine să regreti cât mai puțin) și deci scopul decidentului este minimizarea regretelor.

De obicei criteriul regretelor se combină cu criteriul pessimist al lui Wald. Rezultă că relația de stabilire a variantei optime este inversată față de criteriul Wald și anume:

$$\min [\max (j_{ik})] = \min (0,878 ; 0,754 ; 0,72 ; 0,708 ; 0,522) = 0,522$$

După criteriul regretelor varianta optimă este varianta V_5 .

Notăm cu I...V locul pe care s-a clasat fiecare variantă în ordine prin aplicarea criteriilor de optim. s-a întocmit tabelul 5.1.

Tabelul 5.1

Criteriul Varianta	Wald (pessimist)	Laplace	Hurvicz (optimist)	Savage (regretelor)
V_1	V	II	III	V
V_2	III	III	I	IV
V_3	II	V	V	III
V_4	I	IV	IV	II
V_5	IV	I	II	I

Se constată că varianta de investiție studiată de către decident (V_5) este evaluată pe locul întâi din punct de vedere economic prin prisma indicatorilor

tehnico-economici considerați. Se poate concluziona că dintre cele 5 variante de fundare studiate ce se pot aplica la proiectul T770 secțiunea Pb₂, variante optime sînt V₅ (propusă de autor) și varianta V₄, ambele fiind soluții cu talpă discontinuă (elementele de talpă fiind introduse în gropi ștanțate).

5.6. CITEVA CONCLUZII FINALE

Prin elaborarea soluției de infrastructură alcătuită din elemente de talpă prefabricate montate discontinuu în gropi ștanțate și elevații plane prefabricate, autorul și-a propus rezolvarea următoarelor obiective principale :

- a)- realizarea unui tip de infrastructură care să asigure în condiții optime rezistența, stabilitatea și durabilitatea construcției ;
- b)- ridicarea gradului de industrializare la execuție și montaj pentru lucrările de cotă zero ale construcțiilor de locuințe, și prin acestea, implicit, reducerea costului față de progresele tehnice și economice înregistrate la execuția suprastructurilor ;
- c)- adoptarea unui sistem de infrastructură care să conducă la economii atât sub aspect valoric cît și sub aspectul consumurilor de materiale principale, față de soluțiile de infrastructură adoptate pînă în prezent și care să fie aplicată și în patria sa-Siria.

Modul în care autorul a preconizat rezolvarea acestor 3 aspecte de bază prin care se poate analiza compatibilitatea soluției studiate față de soluțiile existente deja este tratat în detaliu în subcapitolele ce urmează.

5.6.1. Satisfacerea cerințelor de rezistență și stabilitate ale construcției

Problemele de bază ce intervin la calculul și proiectarea unui sistem de infrastructură sînt cele legate de neuniformitatea terenului de fundare, de caracteristicile fizico-mecanice ale acestuia, de variația indicilor de structură, etc. În majoritatea cazurilor acești factori sînt variabili chiar pe același amplasa-

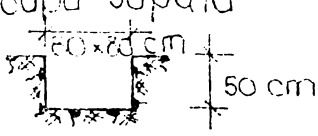

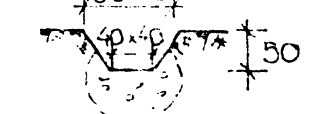
ment ceea ce implică la nivelul fundațiilor o serie de măsuri de întărire (de regulă costisitoare) pentru transmiterea la teren condiții de siguranță a încărcărilor provenite din suprastructură.

Autorul a ajuns la concluzia că eliminarea acestor inconveniente este posibilă prin două căi:

a) - adaptarea terenului de fundare la cerințele construcției atât sub aspectul creșterii caracteristicilor fizico-mecanice ale acestuia cât și sub aspectul uniformizării acestora pe întreg amplasamentul construcției, astfel încât posibilitatea apariției tasărilor mari sau inegale (neuniforme) să fie exclusă;

b) alegerea ansamblului fundație-elevație care să asigure preluarea și distribuirea la terenul cu fundare a încărcărilor din suprastructură în condiții de maximă securitate atât în timpul execuției cât mai ales în perioada de exploatare a construcției.

Realizarea gropilor pentru fundații prin ștanțare (vibroștanțare în cazul terenurilor cu structură nisipoasă) este un procedeu simplu și eficient care conduce la creșterea capacității portante a terenului de fundare. Pentru aceeași categorie de teren și pentru aceleași dimensiuni ale gropii de fundație, capacitatea portantă determinată prin calcul este prezentată în tabelul 5.12.

varianta	tipul gropii de fundație	capacitatea portantă de calcul [kN]	coeficient de siguranță față de varianta 1	spor de capacitate portantă față de var. 1 [kN]
1	gropă săpată 	240,0	-	-
2	gropă ștanțată fără bulb 	290,0	1,20	50,0
3	gropă ștanțată cu bulb 	392	1,63	152,0

Comparând valorile din tabel, se constată că spaș, creșterea capacității portante, avantajul folosirii gropilor ștanțate (cu

în balast) este evident.

În ceea ce privește forma elementului de talpă, utilizarea elementelor de talpă cu placă antirefulantă își găsește justificarea tot printr-un calcul de capacitate portantă, luând de asemenea în considerare aceleași condiții de realizare a gropii și ale. Astfel pentru aceeași cantitate de balast cu balastul din varianta 3 (din tab.5.12) capacitatea portantă determinată este de 156 KN. Față de varianta 3 din tab.5.12, existența plăcii antirefulante conduce la majorarea capacității portante ca 70% (coeficient de siguranță față de varianta 3 $c=1,7$).

În concluzie rezultă că din punctul de vedere al siguranței construcției, ștanțarea gropilor de fundații contribuie la îmbunătățirea caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului de fundare, iar placa antirefulantă contribuie atât la mărirea dimensiunilor zonei de îndesare; în urma ștanțării și deci micșorarea deformabilității terenului, cât și la realizarea unei suprafețe de contact cu terenul de fundare mai mari asigurându-se o rezemare mai sigură și a elevațiilor.

5.6.2. Satisfacerea cerințelor privind industrializarea lucrărilor de infrastructură

Industrializarea lucrărilor "ciclului de cota 0" în cazul soluției propuse și studiate de autor se concretizează prin următoarele:

- mecanizarea în proporție de 80% a lucrărilor de terasamente ca urmare ștanțării gropilor de fundații ;
- avantajele ștanțării enunțate în cap. 5.6.1. permit extinderea aceluiași tip de infrastructură la diverse categorii de terenuri, deci universalizarea procedurii de fundare;
- tipizarea și modularea infrastructurii prin prefabricarea integrală a ansamblului tălpi-elevații ;
- nivel ridicat de confecționare în poligon a prefabricatelor ținând cont de faptul că se folosește un singur tip de element de talpă prefabricat , ceea ce permite folosirea aceluiași tipare metalice de un număr mare de ori și pentru fundații de la blocuri diferite ;

- transfer important de manoperă de pe șantier în poligoanele de prefabricate ;
- creșterea productivității muncii, aspect care prin prisma duratei de execuție a infrastructurii pe șantier este reprezentat în figura 5.6, comparativ cu cele 4 variante de execuție prezentate în cap.2.

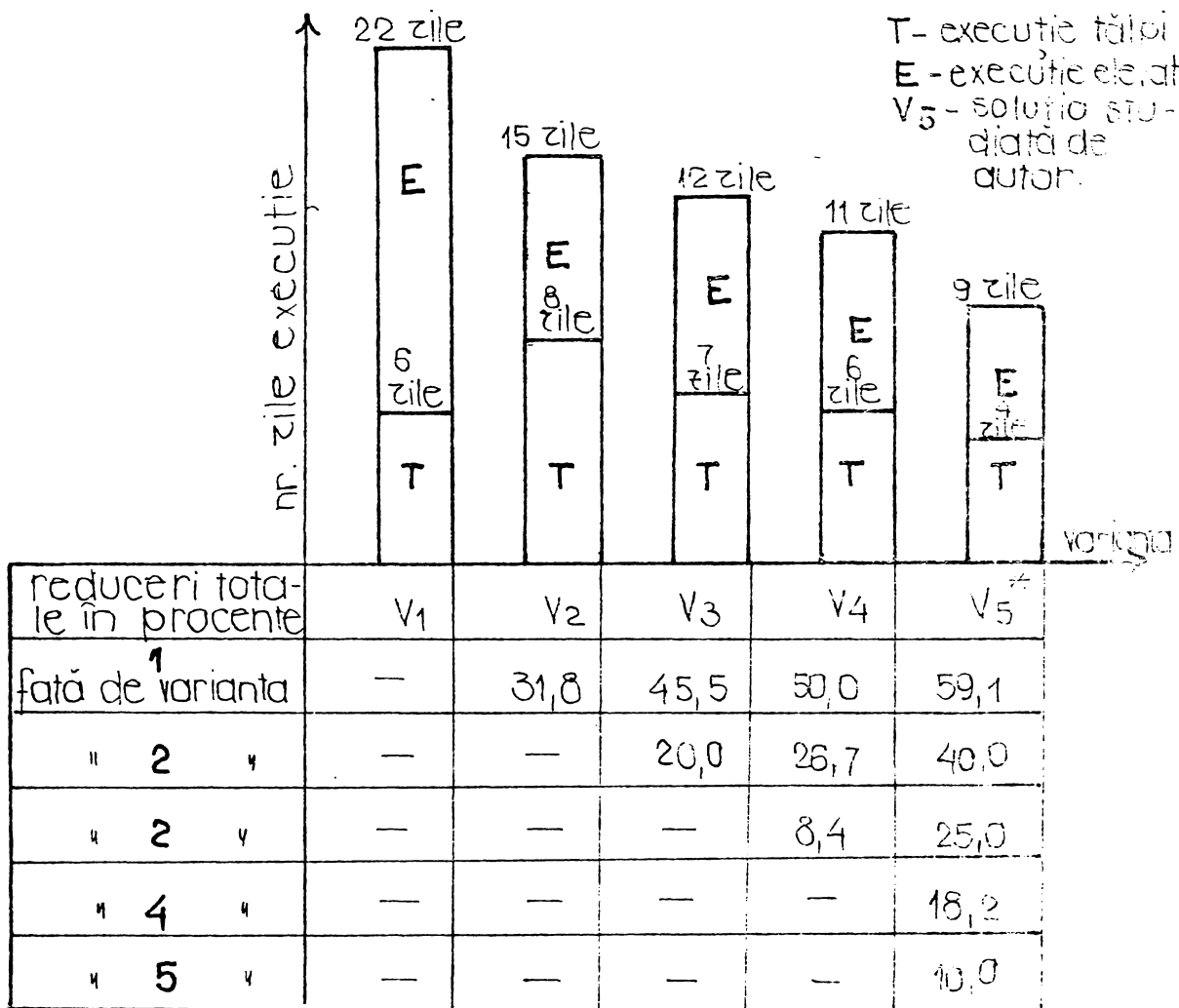


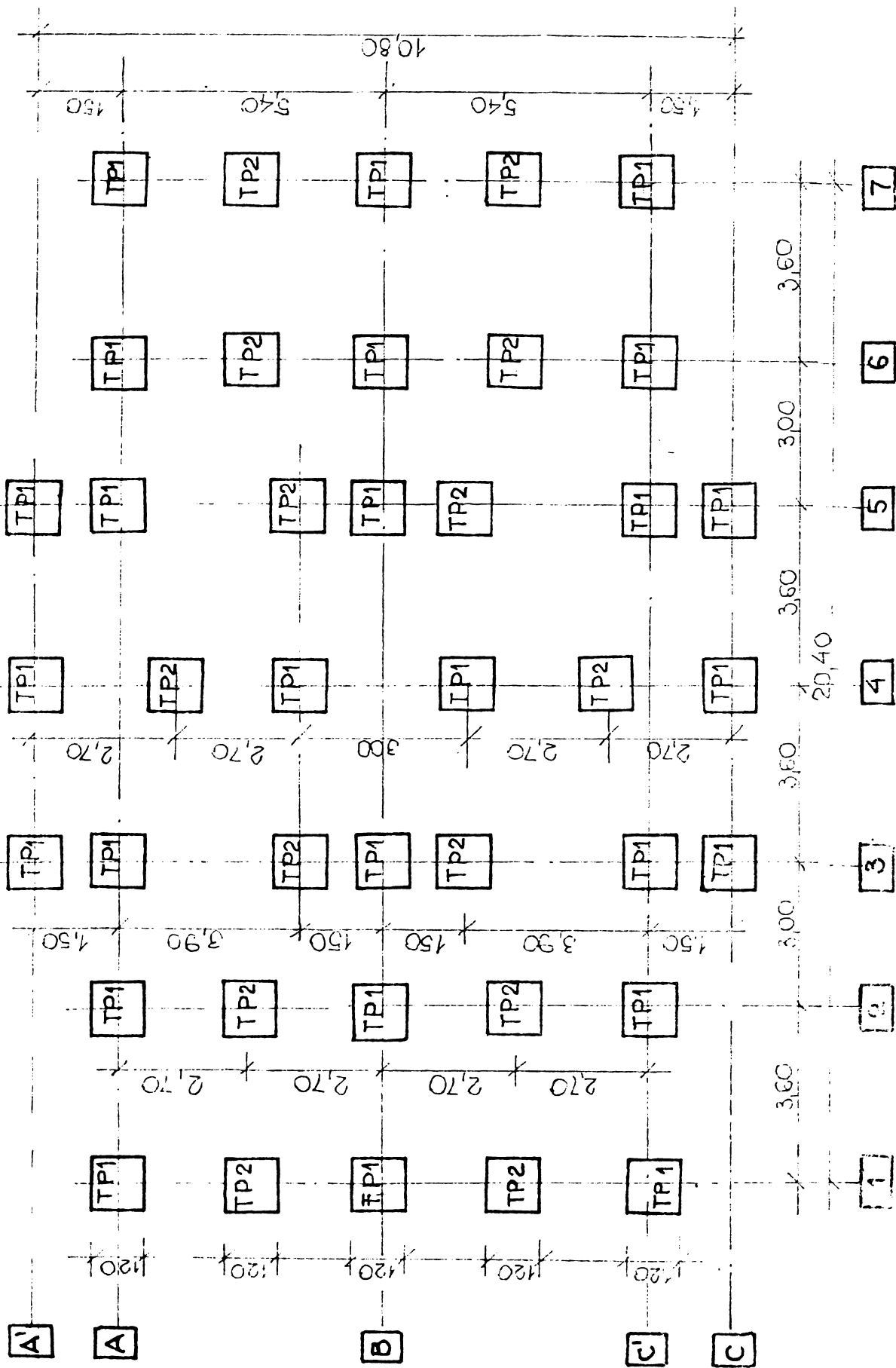
Fig.5.6 Schema comparativă a duratei de execuție pe șantier a infrastructurii în diverse variante de execuție.

5.6.3. Aspecte economice

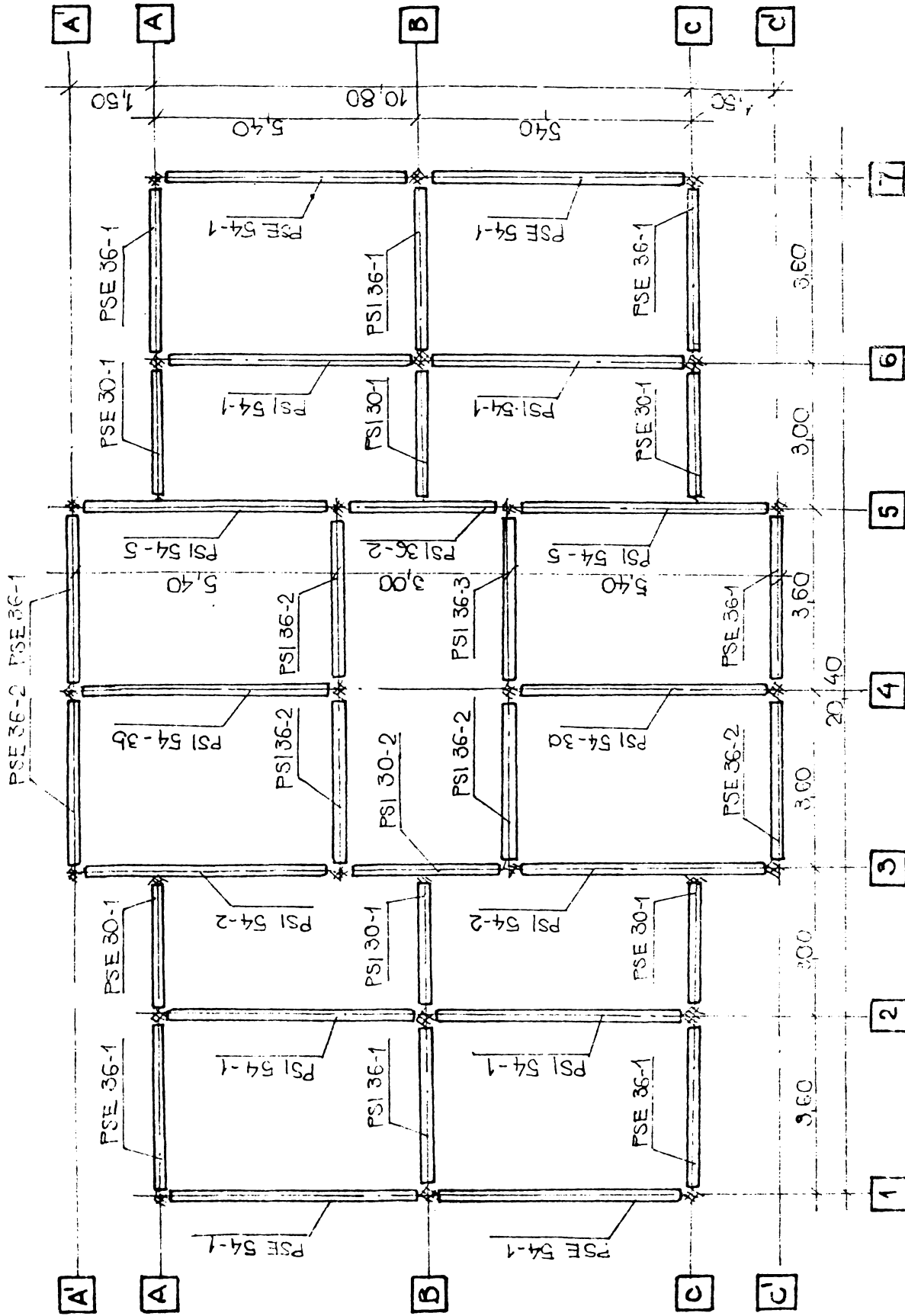
Referiri la indicatorii principali de consum precum și la consumurile de materiale principale, manoperă și utilaj sub aspect

cantitativ și valoric, au fost făcute de către autor în cap.5.4, iar modelările prin care noua soluție de infrastructură se impune față de soluțiile existente au fost precizate în cap.5.5. și completate la cele enunțate anterior. Autorul consideră, fiind utilă și sugestivă inserarea în cadrul acestui subcapitol a tabelelor din anexa 5.8 respectiv anexa 5.9, prin care sunt puse în evidență avantajele economice ale soluției studiate și propuse .

În concluzie se consideră că folosirea soluției, prezintă un interes deosebit din punct de vedere tehnico-economic, ceea ce determină doctorandul să elaboreze și un prim îndrumător de proiectare și execuție a unei asemenea infrastructuri, îndrumătorul se prezintă în anexa 5, (a tezei de doctorat), redactarea sa făcându-se în ideea dezvoltării și generalizării studiului întreprins și aplicării sale în Siria, patria autorului.



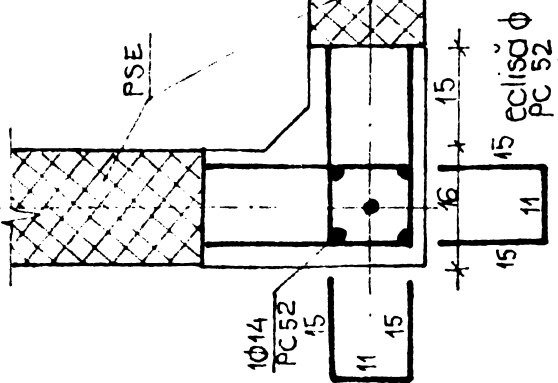
anexa 3.1. Plan de amplasare a elementelor de talpă prefabricate



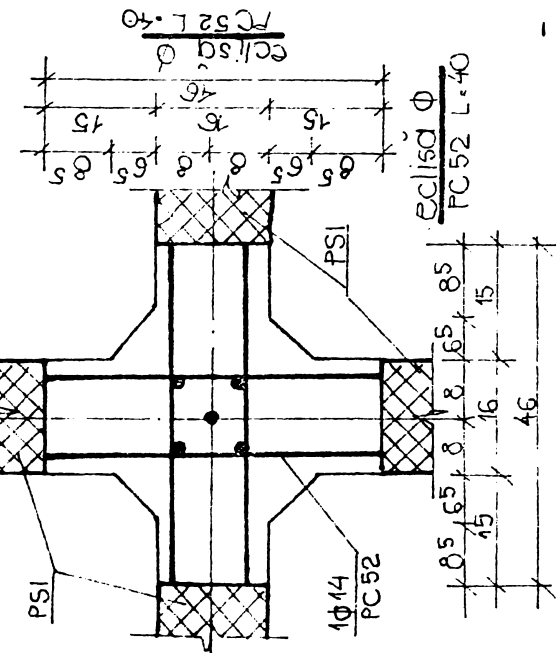
anexa 52 Plan de amplasare elevatii prefabricate

SECT. 1-1 DET.1

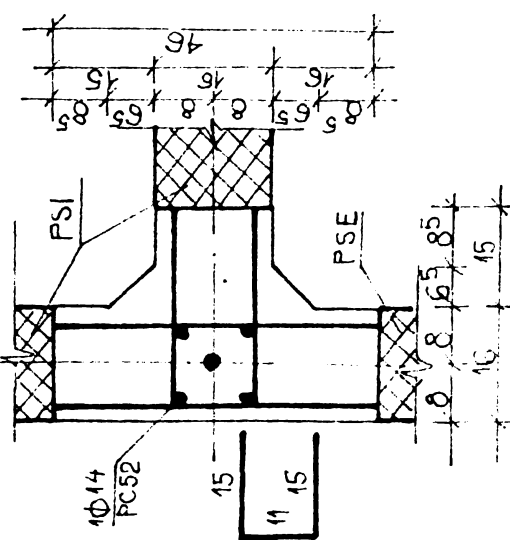
SC. 1:40



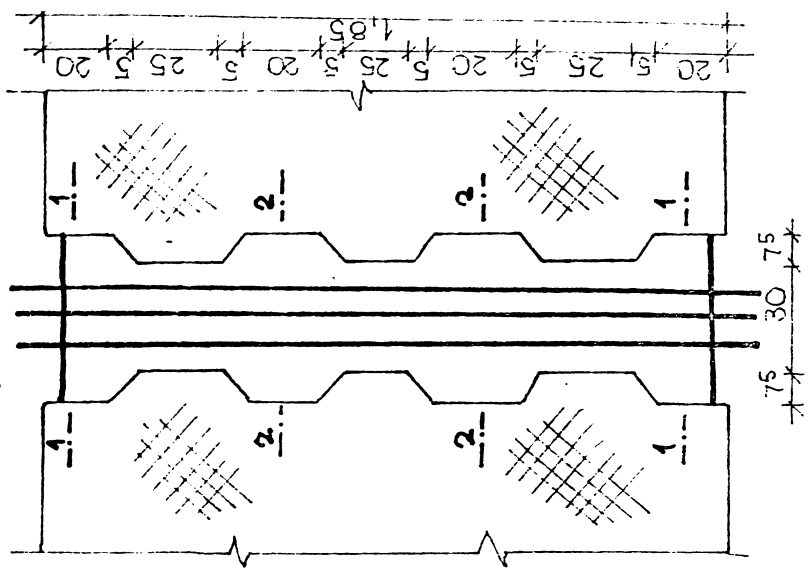
DET. 3
SECT. 1-1



SECT. 1-1 DET.2

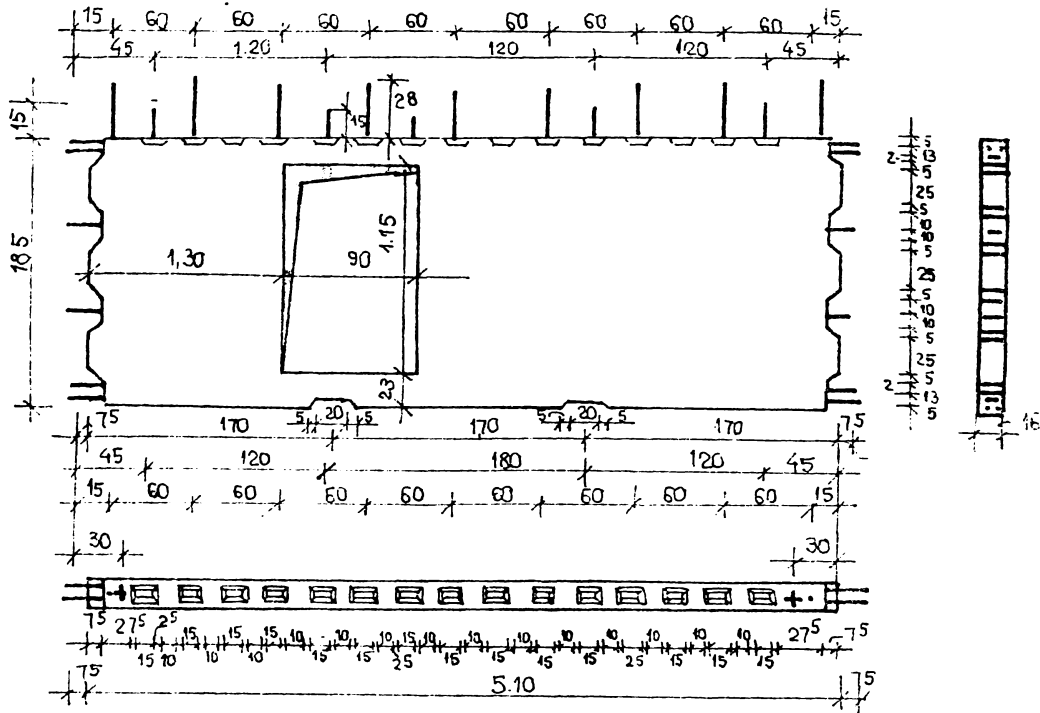


SC. 1:20

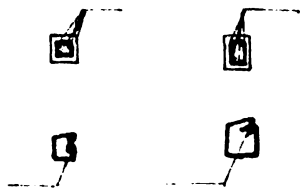
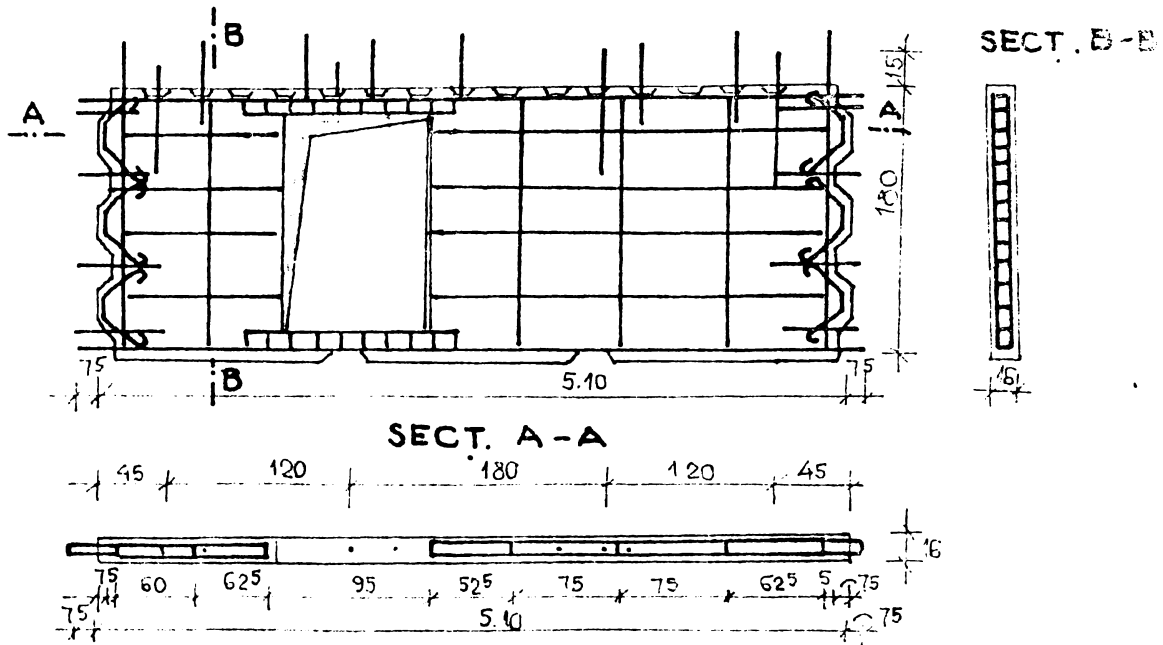


capitol 5.6 Detalii de îmbinare a elevatilor
prefabricate

PLAN COFRAJ

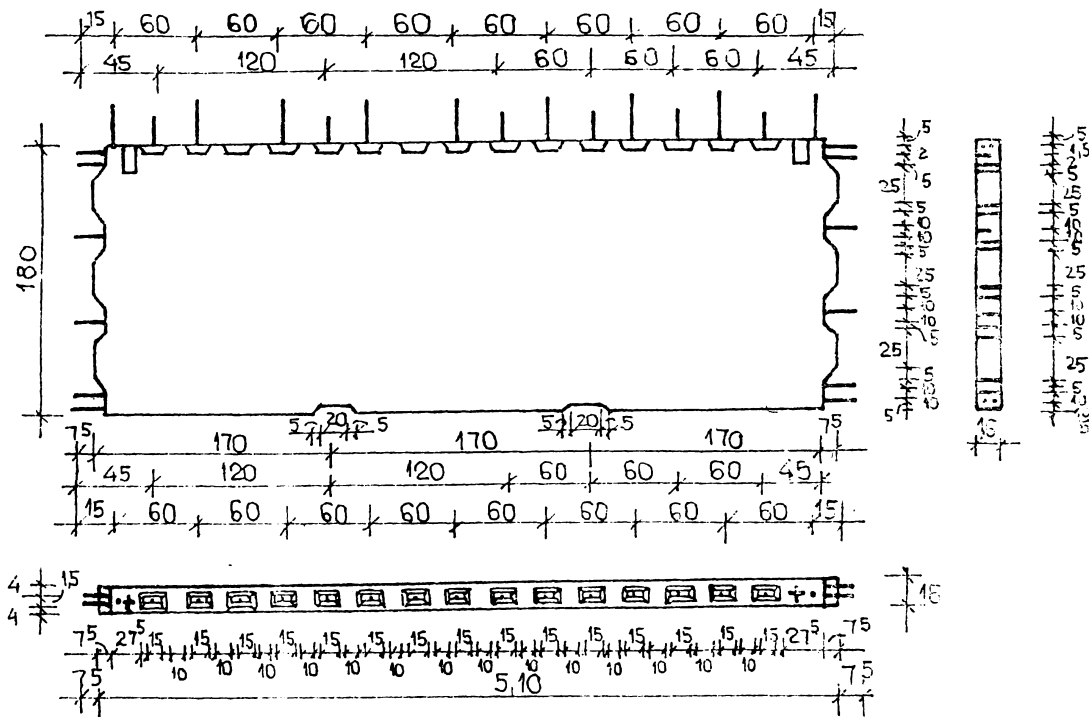


PLAN ARMARE

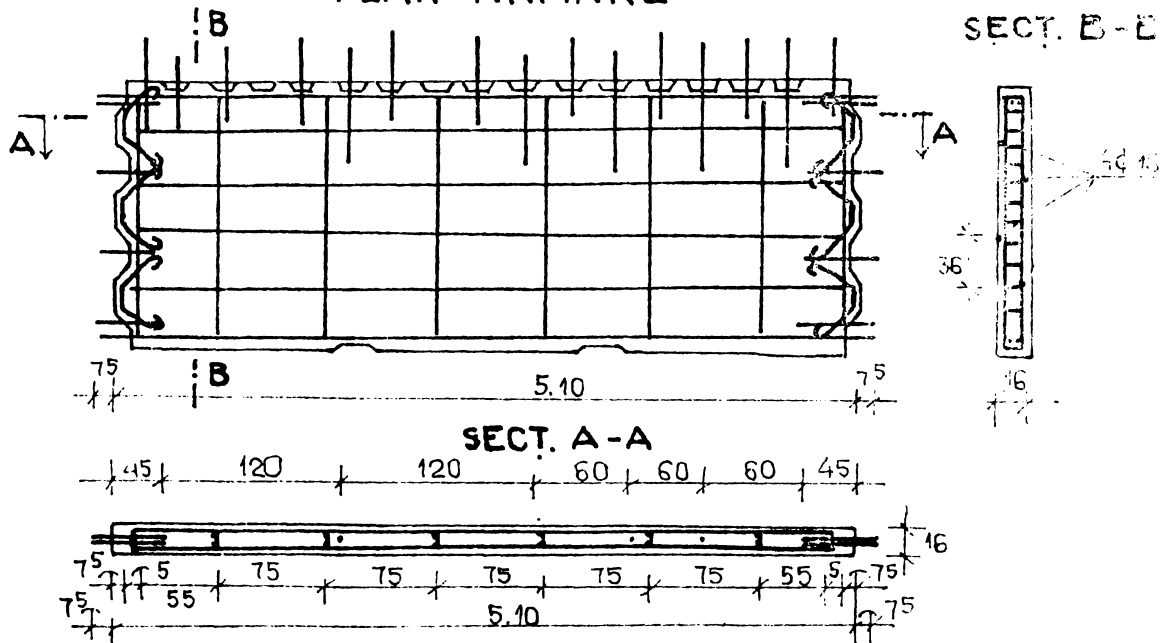


Anexa 5.4 Detalii de execuție pentru panou de elevație prefabricat, prevăzut cu gol pentru ușă.

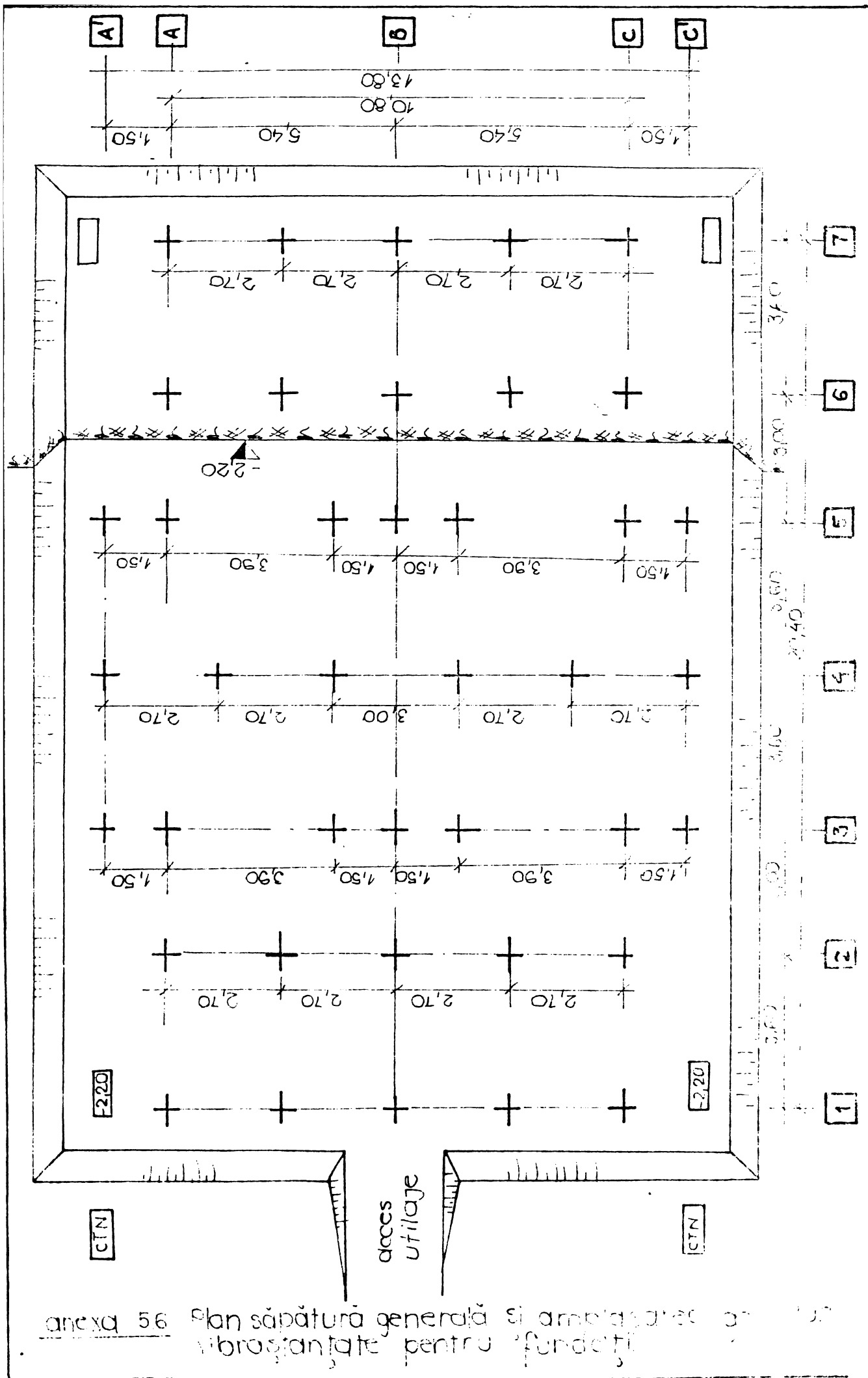
PLAN COFRAJ

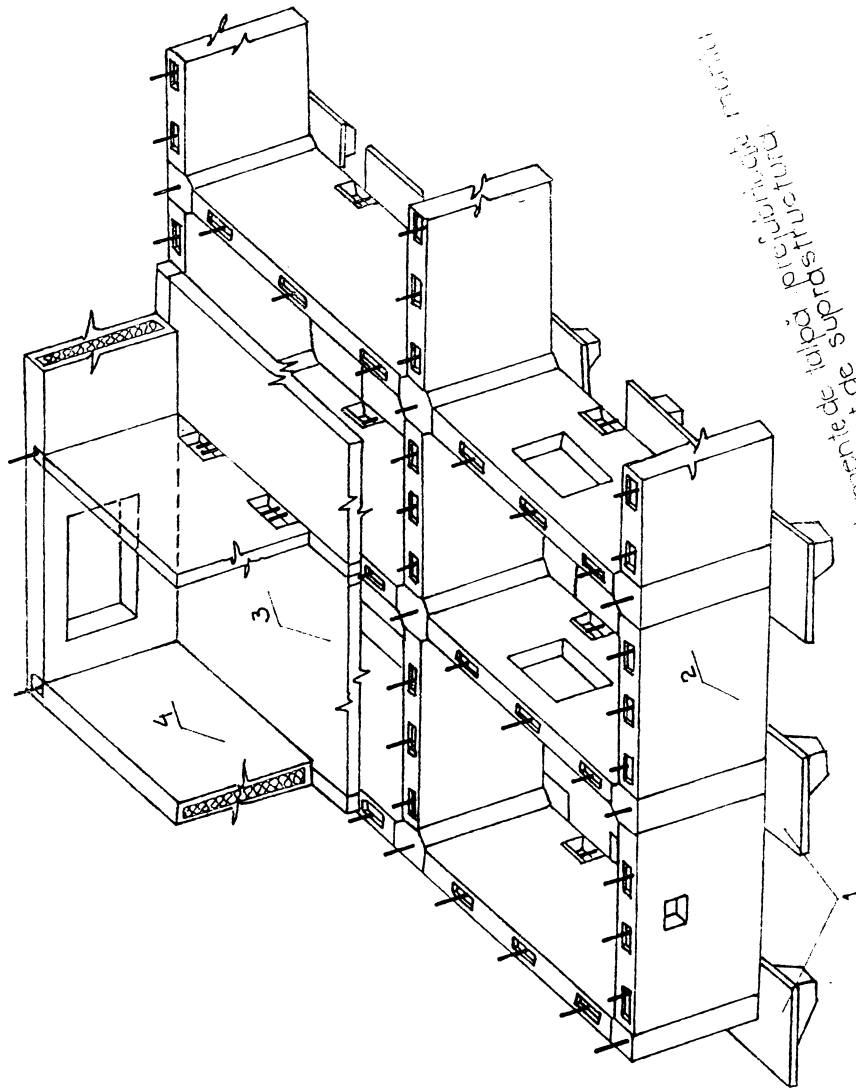


PLAN ARMARE



anexa 5.5 Detalii de execuție pentru un panou de elevație prefabricat fabricat fără gol de ușă





1) Sistemul de fundații
 2) Sistemul de stâlpi
 3) Sistemul de grinzi
 4) Sistemul de plăci

TABEL COMPARATIV

Anexa 5.8

Nr. crt.	Specificatia	UM	1 Varianta cu elevatii monolite si fundatii continue m monolite				2 Varianta cu elevatii prefabricate si fundatii continue monolite				3 Varianta cu elevatii prefabricate si fundatii continue prefabricate				4 Varianta cu elevatii prefabricate si fundatii izolate prefabricate				5 Varianta cu elevatii prefabricate si fundatii izolate prefabricate, cu placa antifundanta																									
			talpa cant. pret	elevatia cant. pret	planseu cant. pret	total cant. pret	talpa cant. pret	elevatia cant. pret	planseu cant. pret	total cant. pret	talpa cant. pret	elevatia cant. pret	planseu cant. pret	total cant. pret	talpa cant. pret	elevatia cant. pret	planseu cant. pret	total cant. pret																										
1	Beton	mc	588	5771	56,5	9136	44,4	21961	156,7	10864	65,1	1042	50,5	37174	41,7	21961	163	67077	42,51	36281	56,5	37174	41,4	21961	140,4	93093	34,4	909	56,5	37174	41,4	21961	132,1	82274	15,85	13510	1594	30657	41,4	21961	103,19	67038		
2	Armatură	Kg	-	-	2348	11671	11,99	10905	3547	12316	139	1182	3455	2439	1199	10905	4193	36224	572	5034	3092	21037	1199	10905	1307	53916	246	265	3916	28025	1199	10905	5360	40915	181	1543	28344	2068	1199	10905	4234	3128		
3	Cofraje metelice	mp	-	-	544	1161	-	-	544	1161	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
4	Cofraje din lemn	mp	-	-	672	723	-	-	672	723	504	600	944	1117	-	-	1418	1717	283	337	94	1117	-	-	119	1454	-	-	-	-	944	1117	-	-	944	1117	-	-	819	987	-	-	819	937
5	Alte materiale		4		2443		6036		8479		62	5122		6036		11220		256	5122		6036		11414		35	5122		6036		11373		441	4365		6036		10842		441	4365		11600		
6	Manopera	lei	4766		2019		2623		7389		6466		7679		2683		16828		4163		7679		14525		330		7679		2683		13708		2650		6267		2683		11600					
7	Consum de utilitat	lei	1647		1496		267		3410		2021		1407		847		4275		1435		1407		3689		1162		1407		847		3407		832		1163		847		2342					
8	Transport	lei	7816		813		10194		18915		5625		352		291		6468		5651		352		6294		54		352		291		5184		8719		4172		291		93182					
9	Alte cheltuieli	lei	5121		9360		5935		20616		6319		12670		5931		25520		3702		12670		22303		27		12670		5931		21576		7156		10488		5931		123575					
10	Total nerotunj	lei	25125		45652		48657		119430		31017		89600		48654		169333		56839		86595		102051		1350		93546		48654		185734		34911		77741		48654		162293					
11	Total general	lei	25200		45700		49100		120000		31100		89800		48900		169800		56900		86700		102500		43600		93700		48900		186200		35000		78800		48700		162300					

INDICI COMPARATIVI TEHNICO-ECONOMICI

anexa 5.9

nr. crt.	specificația	UM	VARIANTA 1			VARIANTA 2			VARIANTA 3			VARIANTA 4			* SOLUȚIA NOUĂ VARIANTA 5			NP15 1985
			infra-struct.	supra-struct.	total	infra-struct.	supra-struct.	total	infra-struct.	supra-struct.	total	infra-struct.	supra-struct.	total	infra-struct.	supra-struct.	total	
1	Ciment	kg/ mc Adc	27,64	130,36	158	32,03	130,36	162,39	27,59	130,36	157,95	25,96	130,36	156,32	14,78	130,36	145,14	172
2	Oțel beton	kg/ mp Adc	2,69	17,71	20,4	3,63	17,71	21,34	3,68	17,71	21,39	4,06	17,71	21,77	2,30	17,71	20,01	23,7
3	Lemn rotund și ecă- risalde răș.	mc/ 100 mp Adc	0,03	0,1	0,13	0,06	0,1	0,16	0,04	0,1	0,14	0,03	0,1	0,13	0,026	0,1	0,126	0,15
4	Manopera de șantier	ore/ mp Adc	0,99	9,31	10,3	0,94	9,31	10,25	0,79	9,31	10,1	0,75	9,31	10,06	0,72	9,31	10,03	11,5
5	Costul clă- dirii *	lei/ mp Adc	101,1	1659,9	1761	138,8	1659,9	1798,7	156	1659,9	1815,9	151,2	1659,9	1811,1	85,81	1659,9	1745,71	1855,4

* Preț limită conform decretului 256/84
 și soluțია și corecția produselor de balastieră ; Adc = 1321 mp-aduc și mp-ml și construcției

B I B L I O G R A F I E

1. ANATOLIE, MARCU . Contribuții la studiul deformabilității pământurilor, teză de doctorat, I.C. București, 1976.
2. ADLER, L., NEGRU, I. Industrializarea construcțiilor, Sinteza documentară INID, București, 1981.
3. ADOMNICAI, C. Infrastructură prefabricată pentru proiectul nr. T770 C.P.J. Arad, 1982, material nepublicat.
4. AGENT, R., POSTELNICU, T. Calculul structurilor de beton armat. Editura tehnică, București, 1982.
5. ALAGHICI, M. Contribuții privind gradul de prefabricare în ciclurile ciclului zero pentru clădiri de locuințe 1+1 etaj. Teză de doctorat, Iași, 1982.
6. ANDREI, S., ANTONESCU, I. Geotehnică și fundații, I.C. București 1980.
7. ANDREI, S. Geotehnică-Fizică pământurilor. I.C. București, 197.
8. AVRAH, C., GRUNER, I., BORS, I. ș.a. Clădiri multietajate din elemente spațiale prefabricate. Conferință a VII-a de betoane, vol. II, Iași, 1975.
9. BALLY, R.J., ANTONESCU, I. Loessurile în construcții. Editura tehnică, București, 1971.
10. BALLY, R.J. Referat de sinteză cu privire la comunicările prezentate în schimbul de experiență "Metode de îmbunătățire a pământurilor", I.C.H. București, 1981.
11. BOB, C. Încercarea construcțiilor. I.P. Timișoara, 1981.
12. BLACHERÉ, G. Tehnologia construcției industrializate, Ed. Eyrolles Paris, 1975, p.3-91 (traducere CDFIC).
13. BELES, A., MIHAILESCU, CLEMANSĂ, MIHAILESCU, ST. Calculul construcțiilor amplasate pe terenuri deformabile, Editura Academiei, R.S.R., București, 1977.
14. BOLOCSEY, E. Application des structures en voiles minces dans les foundation Beton armé, 35, 1961.
15. COGUO, A., KERISD, J. Tratat de mecanica pământurilor (trad. din lb. franceză). Ed. tehnică, București, 1968.
16. CISELSKI, P. Shell foundation for tower shaped structures. Symposium on tower shaped structures, Bratislava, 1966.
17. DANETIU, GH., GIONCU, V., TALAS, I. Fundații prefabricate realizate din plăci curbate subțiri. INCERC- filiala Timișoara, 1971.

18. DASCALU, V., MIHAILACHE, A., MOLOCEA, M., PAULET, C., ROTARU, I.
Aspecte teoretice și practice ale realizării elevațiilor prefabricate spațiale la clădiri de locuit din panouri mari. Rev. Construcții, Nr. 11, 1982.
19. DIMA, GH. Tehnologii industrializate de șantier. Fundații, metode moderne de cercetare "in situ" a terenului de fundare a construcțiilor civile și industriale. INCERC, București, 1982.
20. DIANU, V., ISTRATE, M. Depozitele loessoide ca terenuri de fundare, Editura tehnică, București, 1982.
21. DIANU, V., COSOVLIU, O. Fundarea pe loessuri și pământuri loessoide. Editura Academiei R.S.R., 1987.
22. DUDAROV, V., K. Sbornîie fundamentî promishlennîh zdaniî. Izdatelstvo literaturi po stroitelstvu. Moscova, 1966.
23. DRIMER, M., KERESKI, A., LAZAR, M., POPESCU, E. O clădire experimentală din panouri mari. Arhitectură R.S.R., nr. 2, 1960.
24. DANETIU, GH., GIONCU, V., TAMAS IOLAND. Fundații prefabricate realizate din plăci curbe subțiri INCERC Filiala Timișoara, 1971.
25. DALMATOV, B. I. Proekatirovaniie fundamentov zdaniî i promishlennîh soorujeni stroiizdat, Leningrad, MOSKVA, 1969.
26. ENDELE, M., SEINOĞA, I. Vîrotnîe zdariia s diafragmani i stvalami jestkosti. Moscova, Stroiizdat, 1980.
27. ELIADE, D. Tipizarea, pîrghie în activitatea de directivare pe linia industrializării construcțiilor. Rev. Construcții, nr. 10-11, p. 16-18.
28. FILLIAT, G. La Pratique des sols et fondations, Ed. du Manieur, Paris, 1981.
29. FILLIMON, I., DEUTSCH, I. Curs de beton armat și beton precomprimat. Institutul Politehnic Timișoara, 1984.
30. FABER, C. Candella und seine Schalen. Verlag G.D.W. Callweg, München, 1965.
31. GRUIA, AGNETA. Contribuții la cercetarea terenului "in situ" prin metoda penetrării dinamice cu con, teză de doctorat, I.P.T.V. Timișoara, 1979.
32. GRUIA, A., KELLER, E. Aspecte privind cercetarea terenurilor de fundare în laborator și la fața locului, lucrări tehnicoștiințifice. Construcții de drumuri și hidrotehnice. Sesiunea de comunicări organizată în cadrul festivalului

- cîntarea României. I.P."Traian Vuia" Timișoara, 1977.
33. GIURGEA, T., GOSPODINOV, N. Executarea fundațiilor prin metode industriale. Sinteza documentară CDCAS, București, 1974.
 34. GREENWOOD, D.A., GROUTING, Fundamentals and Technique. Civil Engineering nr.12, 1978.
 35. HAIDA, V. Geologie, Geotehnică și fundații Vol.I, I.P. Traian Vuia, Timișoara, 1980.
 36. JEREBNOV, A., GORDDEV, V. Utilizarea panourilor mari în cazul amenajării fundațiilor în raioanele seismice. Ilisnce Stroitelstvo, nr.6, 1971.
 37. KAILAL, S., S. HYPAR footings to save foundation costs in Poor soils. Paper presented at the Symposium on construction costs, National Building organization, New Delhi, August, 1970.
 38. KINZE, W., FRANKE, D. Grundbau. Verlag für Bauwesen, Berlin, 1981.
 39. KURIAN, P., N. Modern foundations. Introduction to advanced Techniques. Tata Mc Graw-Hill Publishing Company Limited, New Delhi, 1982.
 40. KRUTOV, V., N.B. LEVONTIN, etc - Oplatnenie gruntov na Straielate Nabesjnih Colnoh Osnovania fundamenti ; mehanika punctov/SSN 0030-6223 Iulie, 1982.
 41. KRUTOV, V., RABINOVICI, I., G, FILATOV, I.A. fundamenti v vivotravobavainh Ketlavanah, na vodonasisenih " glinictih gruntov, Osnovania fundamenti i Mechanah Gruntov, U.R.S.S., 5/1981.
 42. KRUTOV, V.I. ș.a. Uptotunenie otalov, iscrșuinh porod tranbovaniem osvovania Fundamenti i Mechanika Gruntov, U.R.S.S., 1/1981.
 43. KRUTOV, V., I. Osnovania i fundamenti na Prosadacinih gruntah osnovelnik, Kiev, 1982.
 44. LEHR, H., STANCULESCU, E., MANOLIU, I., Metode noi în proiectarea și execuția fundațiilor, Edit. tehnică, București, 1961.
 45. MANOLIU, I. Fundații și procedee de fundare. Editura didactică și pedagogică, București, 1983.
 46. MIRȘU, O., FRIEDRICH, R. Construcții din beton armat. B.L.F., București, 1980.
 47. MARINOV, R., KORECK, I. Utilizarea pereților de subsol prefabricați la clădiri de locuit cu P+4 etaje. Rev. Construcții nr.10, 1979.

48. MIHAESCU, A. Construcții civile. Curs litografiat, Timișoara, 1980.
49. MIHUL, A., DASCALU, V., MIHUL, V., ARNAUTU, RODICA. Considerații asupra industrializării lucrărilor ciclului zero. A IV-a conferință de geotehnică și fundații, Vol. 1, Iași, 2-5 sept. 1979.
50. MIHUL, A. Noi orientări în prognoza dezvoltării fundațiilor, a V-a conferință de geotehnică și fundații, Cluj-Napoca, 1-3 sept. 1983.
51. MARIN, M., PAUNESCU, M., VIȚA, I. Procedeu și dispozitiv pentru îmbunătățirea terenurilor slabe de fundare. Brevet de invenție, Nr. 81716, 1983.
52. MARIN, M., PAUNESCU, M., ROȘA, SIDANIA, MIHAIESCU, CONSTANTINA, IORGA, ELENA. Cercetări pentru creșterea gradului de industrializare prin prefabricare a lucrărilor de fundații sub ziduri.
53. MIHUL, A., DASCALU, V., MIHUL, V., RODICA, ARNATU. Considerații asupra industrializării lucrărilor ciclului zero. A IV-a Conferință de geotehnică și fundații, Cluj-Napoca, 1-3 sept. 1983.
54. MARIN, M. Fundații continue prefabricate pentru clădiri cu suprastructură din panouri mari. Teză de doctorat 1983, material nepublicat.
55. MARIN, M., PAUNESCU, M., ROȘA, S., MIHAIESCU, C., IORGA, E. Industrializarea executării fundațiilor de construcții civile prin prefabricare. Module spațiale cu secțiuni închise. Contract. nr. 172/1980. Material nepublicat.
56. NEGOIȚA, A., FOCSA, V., RADU, A., POP, I., TUTU, L., DUMITRAȘ, M., NEGOIȚA, I. Construcții civile. Editura didactică și pedagogică, București, 1976.
57. NICOARA, L., PAUNESCU, M., BOB, C., BILȚIU, A. Indrumătorul laboratorului de drumuri, Editura tehnică, București, 1985.
58. NICOLAE, M., VASILE, I., PAUNESCU, M. Metode de calcul folosite la înlocuirea pământurilor necorespunzătoare sub fundații, buletinul IPT, TOM 8 (22) fase. (2), 1963.
59. POP, V., POPA, A., FOSTI, V., Fundații pe pânze subțiri. A III-a Conferință de geotehnică și fundații, Timișoara, 8-10 sept. 1975.

60. POP, V., TOLA LAGDALENA, POPA, A., MURESANU, F. Elevații prefabricate din elemente spațiale deschise . Rev. Construcții nr.4, 1981.
61. POP, V., POPA, A., MURESANU, F., MARIȘ, L., MARIN, I. Studiu experimental asupra fundațiilor izolate prefabricate încărcate excentric după două direcții. A V-a conferință națională de geotehnică și fundații, Vol.II, Cluj-Napoca, 1983.
62. PASCU, P. Fundații și elevații prefabricate la un bloc de locuințe în cartierul de locuințe "Hipotrum" (SIBIU), I.P.J. Sibiu, CDCAS, BIT, Construcții, ingineresti, nr.9, 1973.
63. POPA, AUGUSTIN, TRIFA, I., FOSTI, V. Capacitatea portantă a fundațiilor directe realizate prin ștanțare. A VI-a conferință națională de geotehnică și fundații. sept. 1987, Galați.
64. PSENICIKIN, A., P. Pasciot zdani s jestcoi constructivnoi schemati na staticeski neodvorodnîh lessovîh osnovaniiah. Vaprosi mehaniki gruntov i stroitelstva na lessovîh osnovaniiah. Grozin, 1970.
65. PAUNESCU, M., MARIN, M., ZAVOLAN, A., MARINESCU, V., Infrastructură cu tălpi discontinue, pentru pereți, Brevet de invenție nr.89535, 1986.
66. PAUNESCU, M., GRUIA, A., ROȘU, C. Unele aspecte privind cercetarea terenului de fundare, "in situ" prin penetrare dinamică cu con. A III-a conferință de geotehnică și fundații, Timișoara, 1975.
67. PAUNESCU, M., MARIN, M. Fundații executate prin ștanțare o soluție modernă de fundare a construcțiilor, Rev. Construcții, nr.6/85.
68. PAUNESCU, M., MARIN, M. Soluții moderne pentru fundații directe Ed.Facla, 1986.
69. PAUNESCU, M. Folosirea vibrațiilor la executarea lucrărilor de fundații. București, Editura tehnică, 1966.
70. PAUNESCU, M., MARIN, M., ROȘA, S., LIHAIESCU, CONSTANȚINA, IOANA, BOLCU, Cercetări privind industrializarea prin prefabricare a fundațiilor la clădirile de locuit. Buletinul științific și tehnic al I.P. "Traian Vuia", Timișoara, Seria Construcții, ton.24 (38), Facla 1, 1979.
71. PAUNESCU, M., MARIN, M., ROȘA, S. BOLCU, I. Fundații continue cu talpă și elevații prefabricate, A IV-a conferință de geotehnică și fundații, Iași, sept. 1979.

72. PAUNESCU, M., CIOMOCOS, T., MARIN, M., KORECK, I. Prefabricarea fundațiilor continue pentru clădiri civile. INCERC Buc. Soluții noi nov. 1980.
73. PAUNESCU, M., BANCEA, OLGA., MARIN, M., MIHU, P. Soluții noi de fundare directă pe gropi ștanțate cu maiul greu. Rev. Construcții, nr. 11, 1981.
74. PAUNESCU, M., VIȚA, I., MARIN, M. Ridicarea gradului de mecanizare a lucrărilor de la infrastructura construcțiilor folosind tehnica vibrării. Rev. Mecanizarea construcțiilor nr. 2, 1983.
75. PAUNESCU, M., MARIN, M., CIOMOCOS, T., GINDEA, A., KORECK, I., Execuția și încercarea unui bloc experimental de locuințe cu infrastructură prefabricată. Rev. Construcțiilor Nr. 7, 1980.
76. PAUNESCU, M., CIOMOCOS, T., KORECK, I., MARIN, M. Urzărirea comportării în timp a unui bloc de locuință experimental, cu infrastructură complet prefabricată, comportarea în situ a construcțiilor Tulcea, sept. 1982.
77. PAUNESCU, M. Tehnica vibrării în realizarea fundațiilor. Editura Facla, Timișoara, 1979.
78. PAUNESCU, M. Îmbunătățirea terenurilor slabe în vederea fundării directe. Editura tehnică, București, 1980.
79. PAUNESCU, M., HAIDA, V., GRUIA, AGNETA, SCHEIN, T., STEFANICA, MARIA, MARIN, M. Studies and tests "in situ" an structures performed an Soils infrared by vibration A VIII-a Conferință europeană de mecanica pământurilor și fundații, Finlanda-Helsinki, 1983.
80. PAUNESCU, M., CIOMOCOS, T., MARIN, M., KORECK, I. Structură din elemente prefabricate din beton armat, pentru infrastructura construcțiilor. Brevet de invenție nr. 80382, 1982.
81. PAUNESCU, M., SCORDALIU, I., MARIN, M. Elementele de proiectare a fundațiilor executate prin ștanțare. Simpozion "Soluții noi, eficiente în proiectarea și execuția structurilor" Timișoara, 1986.
82. PAUNESCU, M., SCORDALIU, I., COCOȘ, Fr. Studii privind zona de îndesare ce apare în urma procesului de ștanțare. "Simpozion". Soluții noi, eficiente în proiectarea și execuția structurilor. Timișoara, 1986.

83. PAUNESCU, M., TUDOR, V., CIOMOCOȘ, T., KORECK, I. Fundații prefabricate pentru clădiri de locuit și procedeu de realizare. Brevet de invenție Nr. 69423, 1974.
84. PAUNESCU, M., POP, V., SILION, T. Geotehnica și fundații. Editura didactică și pedagogică, București, 1982.
85. PAUNESCU, M., SCORDALIU, I., VASILONI, N. Studii pentru optimizarea formei elementelor de fundare piramidale realizate prin ștanțare. Simpozion "Soluții noi, eficiente în proiectarea și execuția structurilor". Timișoara, 1986.
86. PAUNESCU, M., MARIN, M., VIȚA, I. Procedeu pentru realizarea fundațiilor prin vibroștanțare. Brevet de invenție, nr. 81747/1981.
87. PAUNESCU, M., MARIN, M., BULDUREAN, I., ROȘU, I. Realizări și perspective privind execuția fundațiilor prin ștanțare la obiectivele social culturale în municipiul Reșița. Simpozion. Soluții noi, eficiente în proiectarea și execuția structurilor. Timișoara, 1986.
88. PAUNESCU, M., MARIN, M. Aspects concerning The interaction-compacted construction. COLLOQUE International. SOISS-structures, Paris, 1987.
89. PAUNESCU, M., MARIN, M., ATEF, D.-AL SEBAI. Soluții de prefabricate a fundațiilor sub pereți portanți. A VI-a Conferință națională de geotehnică și fundații, Galați, 1987.
90. PAUNESCU, M., MARIN, M., COCOȘ, F., ATEF, D.-AL SEBAI, Realizări privind prefabricarea fundațiilor continue, Simpozion ICCPDC - Filiala Timișoara, 1986.
91. RAILEANU, P. și colab. Fundații și procedee de fundare, exemple de calcul, I.P. Iași, 1977.
92. RIVKIN, S., A. KORSUNOV, D., A. FRENKEL, M., M. Sboenie jelezobetonnie fundamenti karkasnih zdani. Goštroiizdat, Kiev, 1972.
93. Rukovodstro po proektirovariu i ustroiovu fundamentov v nîtrambovanih katlovanah. Moskova, stralizdet 1981.
94. STANCULESCU, I. Curs de geotehnică și fundații E.D.P., București, 1960.
95. STANCULESCU, I., CHIRICA, A., Calculul tasărilor și presiunilor de contact corespunzătoare fundațiilor rigide folosind relații neliniare, efort deformație pentru terenul de fundare a VI-a conferință națională de geotehnică și fundații Galați, 1987.

96. STANCIULESCU, I., ANTONBESCU, I. ș. a. Consolidarea cu coloane de balast și nuclee rigide a structurilor loessice saturate în vederea fundării directe a unor blocuri de locuințe la Fălticeni, a VI-a Conferință de geotehnică și fundații Galați, 1987.
97. SIFNIKOV, M. A., ROXIN, V. " Panelnie fundamenti " sleskoe stroitelstve, nr.1, U.R.S.S.
98. SZLAVIK, T., Paneles Lakoeplüetek elöregyartott alepitményei, Magyar építőipar Nr.6, 1978.
99. SILION, T. Conlucrarea dintre structură, fundație și terenul de fundatie. CSEAL, nov.1971.
100. SCHEIN TADEUS Contribuții la studiul piloților realizați pe loc cu utilaje vibratoare, Teză de doctorat, IPTV, Timișoara, 1981.
101. TUDOR, V. Un nou sistem de realizare a infrastructurii blocurilor de locuințe P+4E. Sesiunea științifică de Comunicări, Institutul Politehnic, Cluj-Napoca, 28-29 octombrie, 1978.
102. TUDOR, V. Fundații prefabricate pentru construcții de clădiri (conlucrarea: construcție-fundație-teren în regim static și dinamic). Teză de doctorat, Timișoara, 1980.
103. TETIOR, A., N. Foundation shells for towershaped structures. Simpozion IASS, Bratislava, 1966.
104. TOMLIUSON, M., J. Proiectarea și execuția fundațiilor (trad. din lb. engleză). Editura tehnică, București, 1974.
105. VERNESCU, P. Realizări în tipizarea construcțiilor industriale cu 15 ani de activitate. Rev. Construcții, nr. 10, 1971.
106. Recomandații pe rasatu i proiectinovania fundamentov tipao-bolacek, Uraslikii pronstroiproiect. Gosstroj U.R.S.S., 1970.
107. x x x Rucovodstva po proiktirovania ustroistvu fundamentov v vibrovitrambovanih, Moskva stroizdat 1981.
108. x x x Soluții noi proiectate de unele unități din R.S.R. ICCPDC - INCERC, București, nov., 1980.
109. x x x Soluții constructive pentru ștanțarea gropilor de fundații în vederea realizării unor fundații eficiente prin înlocuirea unor sisteme clasice de fundare directă și indirectă. Studiu nepublicat. Contract 558/85 CDFIC-ICCPDC -Timișoara.

110. x x x Simpozion - Soluții noi eficiente în proiectarea și
- execuția structurilor - secțiunea geotehnică, fundații
și structuri rutiere. I.C.C.P.D.C., I.P.T.V. Timișoara,
14-15 noiembrie, 1986.
111. x x x A-III-a Conferință de geotehnică și fundații, "Probleme
actuale în proiectarea și execuția fundațiilor și lucră-
rilor de pământ", Timișoara, 8-10 sept. 1975.
112. x x x A V-a Conferință de geotehnică și fundații Iași, 3-5
sept., 1979.
113. x x x A V-a Conferință de geotehnică și fundații, Cluj-Napoca,
1-3 sept., 1983.
114. x x x A VI-a Conferință națională de geotehnică și fundații,
Vol. I, II și III. Galați, 1987.
115. x x x Indrumător pentru proiectarea și executarea fundațiilor
în gropi realizate prin compactare, Moscova- Sroizdat,
1981.
116. x x x Instrucțiuni tehnice privind proiectarea clădirilor cu
structură de rezistență din panouri mari elaborat de
I.P.C.T. Indicativ, P 101 - 78.
117. x x x Normativ privind proiectarea și executarea lucrărilor de
fundații directe la construcții, P 10-85.
118. x x x Instrucțiuni tehnice pentru folosirea penetrării dinamice
cu con la cercetarea terenului, C.176-84.
119. x x x Bloc de locuințe S+P+4E cu talpă discontinuă prefabricată,
Proiect de diplomă, facultatea de construcții, Timișoara,
1987, Cond. Ciomocoș Teodor.
120. x x x Bloc de locuințe S+P+4E cu talpă discontinuă . Proiect de
diplomă, facultatea de construcții, Timișoara, 1985. Cond.
Zavaczki Eleonora.

BORDEROU

*Cu imagini din timpul
experimentărilor*

nr.	semnificația figurilor
1	Cofrajul folosit pentru elementele de talpă discontinue cu și fără placă antirefulantă.
2	Cofrajul folosit pentru elementele de talpă discontinue cu placă antirefulantă.
3	Elementele de talpă discontinue folosite la încercările de capacitate portantă.
4	Elemente de talpă discontinue cu placă antirefulantă folosite la încercările de capacitate portantă.
5	Elemente de talpă cu placă antirefulantă prevăzute cu mustați pentru realizarea stilpișorilor.
6	Trei tipuri de elemente de talpă fără placă, cu placă antirefulantă și cu mustați pentru stilpișori.
7	Panouri de elevație plane, transversale ET1, ET2 cu dimensiuni de 120 x 45 x 4 care se rezemă pe două elemente de talpă discontinue cu placă antirefulantă.
8	Panouri de elevații plane longitudinale EL1, EL2 cu dimensiuni de 165 x 45 x 4 care se rezemă pe 3 elemente de talpă discontinue cu placă antirefulantă.
9	Panouri de elevații ET2, EL2 pentru realizarea celulei spațiale.
10	Realizarea planșeului din beton de marcă B250 cu dimensiuni de 135 x 90 x 4.
11	Încercarea panoului de elevație longitudinal EL2.
12	Panouri de elevație ET1, EL2 după încercare.
13	Aspecte din timpul încercării celulei spațiale și evidențierea fisurilor.
14	Încercări de determinare a zonei de deformare în urma procesului de ștantare.



fig. 1 Cofrajul folosit pt. elemente de talpă discontinue cu și fără placă

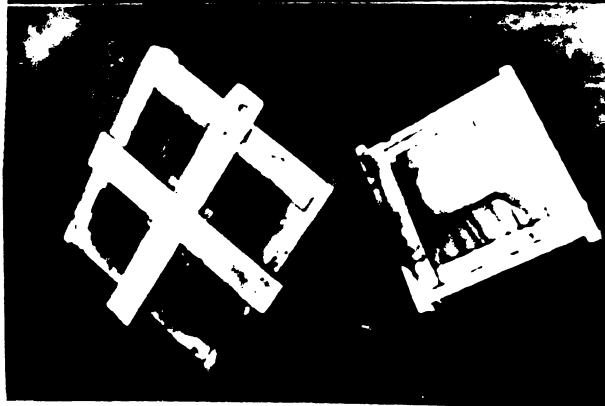


fig. 2 Cofrajul folosit pt. elementele de talpă discontinue cu placă anti-reflexantă



fig. 3 Elementele de talpă discontinue (trunchi de piramidă) folosite la încercările de capacitate portantă

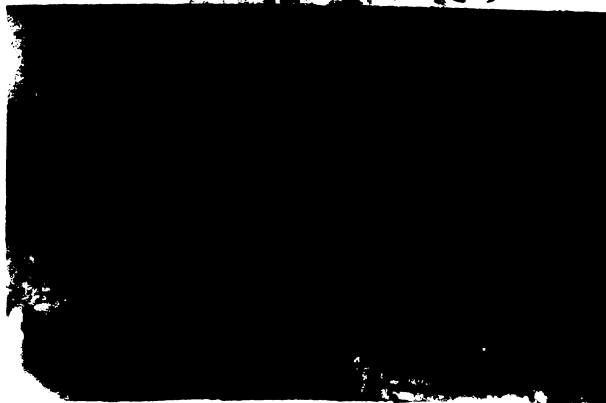


fig. 4 Elementele de talpă discontinue (trunchi de piramidă) cu placă anti-reflexantă folosite la încercările de capacitate portantă

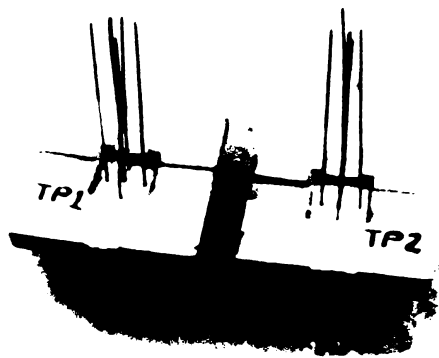


fig. 5 Elemente de talpă cu placă antirefulantă prevăzute cu mustăți pt. realizarea stîlpisărilor

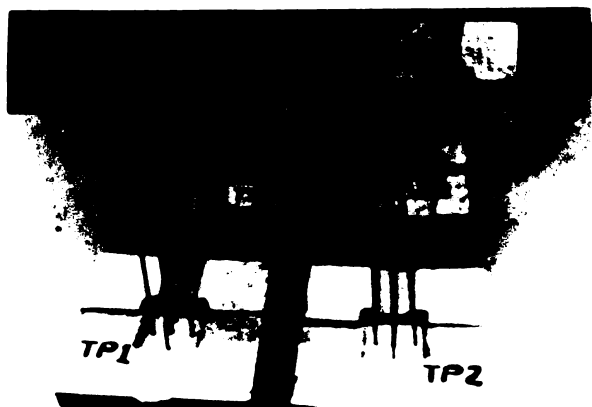


fig. 6 Trei tipuri de elemente de talpă fără placă antirefulantă și cu mustăți pt. stîlpisări



fig. 7 Panourile de elevație plane transversale ET1 și ET2 cu dimensiuni de 120x45x4 care se rezemă pe 2 elemente de talpă cu placă antirefulantă.



fig. 8 Panourile de eleva-
tie plane longitudi-
nale EL1 si EL2 cu di-
mensiuni de 165x45x4
care se realizează pe
3 elemente de talpă
discontinue cu placă
antirefulantă

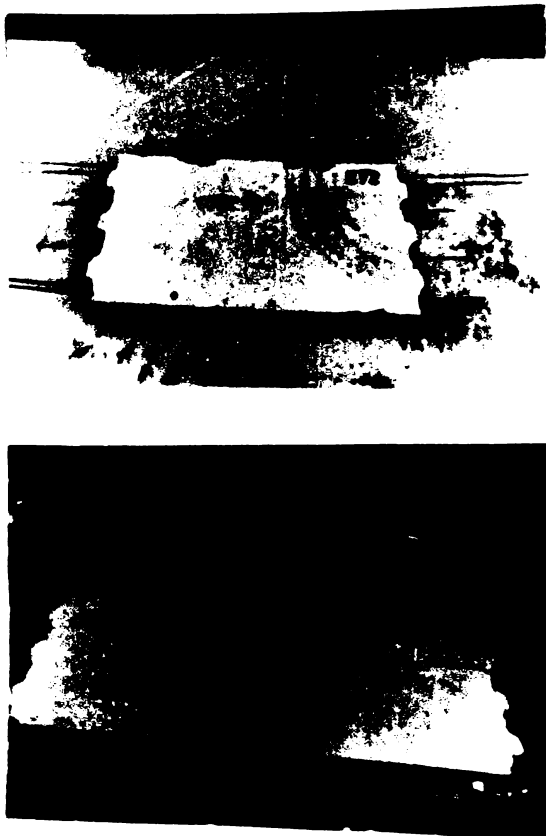


fig. 9 Panouri de eleva-
tie ET2 si EL2
pentru realizarea
celulei spațiale

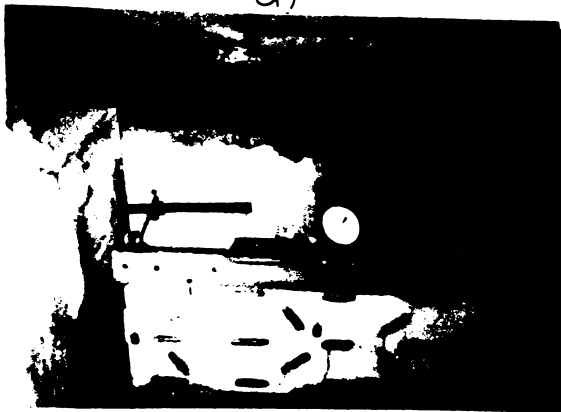
a)



b)

fig. 10 Realizarea plan-
seului din beton
de B 250 cu dimen-
siunile de 135 x 90 x 4
a) cofrare și armare
b) forma finală

a)



b)

fig. 11 Încercarea pe pa-
noul de elevație
longitudinal EL2

a) modul de încărcare
a panoului

b) panoul și elemente-
le de fundație după
stadiul de rupere



a)



b)

fig. 12 Panouri de elevatii dupa încărcare

a) panoul longitudinal EL2

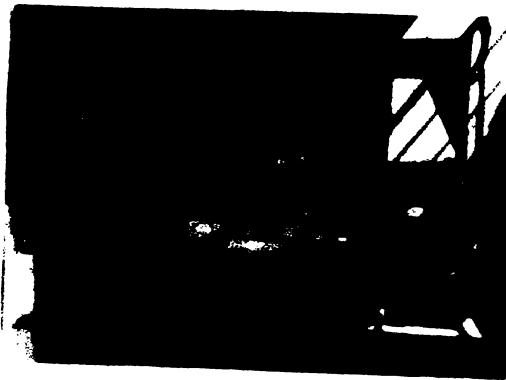
b) panouri de elevatii EL2 si ET2



fig. 13 Aspect din timpul încercării celulei spațiale și evidențierea fisurii.



a)



b)

fig. 14. Incercări de determinare a
zonei de deformare în urma
procesului de ștanțare

- a) prin utilizarea straturilor din nisip colorat
- b) prin utilizarea dozelor de presiune.

Conținutul CU ANEXE LA TEZA

ANEXA 2: piese desenate - Elemente de bază pentru variantele analizate folosite la analiza tehnico-economică a unor soluții de fundare actuale pentru proiectul T 770-81 secțiune P62 (bloc de locuințe 5+P+4E 20 apartamente).

ANEXA 4: Măsurători efectuate cu ajutorul timbrelor tensometrice asupra panourilor de elevații transversale, longitudinale a elementului spațial și asupra diagramelor de încărcare-deformație (F-ε).

ANEXA 5: Îndrumător pentru proiectarea și executarea infrastructurii clădirilor de locuit în varianta „Elevații și tălpi discontinue prefabricate executate în gropi vibroștanțate”.

C U P R I N S

CAP. I. <u>SINTEZA DOCUMENTARA ASUPRA UNOR SOLUTII DE FUNDARE DIRECTA A CLADIRILOR DE LOCUIT 3+P+4 ETAJE REALIZATE PRIN PREFABRICARE</u>	1
1.1. <u>SOLUTII DE FUNDARE DIRECTA PENTRU PERETI PORTANTI REALIZATI PRIN PREFABRICARE</u>	2
1.1.1. <u>Fundatii continue prefabricate folosite in U.R.S.S.</u>	2
1.1.2. <u>Fundatii continue prefabricate folosite in R.P.Ungaria</u>	10
1.1.3. <u>Fundatii continue prefabricate folosite in Franta</u>	11
1.2. <u>SOLUTII DE FUNDARE CONTINUE PREFABRICATE REALIZATE IN ROMANIA</u>	12
1.2.1. <u>Cîteva aspecte generale</u>	12
1.2.2. <u>Fundatii continue din blocuri din beton pentru tãlpi si panouri mari prefabricate pentru elevatii</u>	15
1.2.3. <u>Fundatii alcătuite din tãlpi monolite si elevatii din panouri casetate prefabricate</u>	16
1.2.4. <u>Fundatii alcătuite din tãlpi monolite si elevatii din panouri plane prefabricate</u>	18
1.2.5. <u>Fundatii alcătuite din tãlpi monolite si elevatii prefabricate din elemente spatiale deschise</u>	22
1.2.6. <u>Fundatii continue total prefabricate</u>	25
1.2.6.1. <u>Infrastructura prefabricatã din elemente talpã, module spatiale si panouri plane pentru elevatii</u>	26
1.2.6.2. <u>Infrastructura prefabricatã din elemente de talpã si panouri mari pentru elevatii</u>	29
1.2.6.3. <u>Proiectarea elementelor prefabricate ale infrastructurii</u>	30
1.2.6.4. <u>Rezultatele unor încercãri experimentale la sc.1:2</u>	33
1.2.6.5. <u>Cîteva referiri la încercãri experimentale în mãrime naturalã</u>	35
1.2.7. <u>Constructie realizatã pe fundatii continue total prefabricate</u>	39
1.3. <u>FUNDATII CU ELEVATII PREFABRICATE REZEMATE DISCONTINUU IN GROPI STANTATE</u>	42
1.3.1. <u>Caracteristici de bazã ale constructiei</u>	44
1.3.2. <u>Solutia de fundare realizatã</u>	45
1.3.3. <u>Încercãri experimentale</u>	47

1.4.	CITEVA CONCLUZII PENTRU AUTOR IN VEDEREA DEZVOLTARII TEZEI DE DOCTORAT.....	48
1.4.1.	<u>Necesitatea tipizării și industrializării lucrărilor de fundații sub pereți.....</u>	48
1.4.2.	<u>Conceperea unei infrastructuri care să permită tipizarea și un grad ridicat de industrializare.....</u>	51
CAP.2.	<u>STUDII PRIVIND CONCEPEREA UNEI NOI SOLUTII DE FUNDARE INFRASTRUCTURA PREFABRICATA REZEMATA DISCONTINUU PE ELEMENTE DE TALPA TRUNCHI DE PIRAMIDA CU PLACA ANTIREFULANTA</u>	53
2.1.	ANALIZA TEHNICO-ECONOMICA VARIANTA I, ELEVATII SI TALPI MONOLITE.....	53
2.2.	ANALIZA TEHNICO-ECONOMICA VARIANTA II, ELEVATII PRE- FABRICATE SI TALPI MONOLITE.....	58
2.3.	ANALIZA TEHNICO-ECONOMICA VARIANTA III, ELEVATII SI TALPI PREFABRICATE.....	61
2.4.	ANALIZA TEHNICO-ECONOMICA VARIANTA IV, ELEVATII SI TALPI DISCONTINUE PREFABRICATE REALIZATE IN GROPI STANTATE.....	65
2.5.	CONCLUZII FINALE REZULTATE PE BAZA STUDIULUI CELOR PATRU VARIANTE DE FUNDARE PENTRU PROIECTUL T-770-81 SECTIUNEA Pb2.....	69
2.6.	INFRASTRUCTURA PREFABRICATA REZEMATA DISCONTINUU PE ELEMENTE DE TALPA TRUNCHI DE PIRAMIDA CU PLACA ANTI- REFULANTA (SOLUTIE CONCEPUTA SI STUDIATA DE AUTOR).....	72
CAP.3.	<u>STUDII CU PRIVIRE LA ELEMENTELE DE TALPA REALIZATE IN GROPI VIBROSTANTATE.....</u>	75
3.1.	STUDII CU PRIVIRE LA STABILIREA FORMEI SI A DIMENSIUNILOR INITIALE ALE ELEMENTULUI DE TALPA.....	75
3.1.1.	<u>Generalități.....</u>	75
3.1.2.	<u>Forma și dimensiunile elementelor de fundații executate prin vibrostantare și criteriile de alegere a dimensiunilor.....</u>	76
3.1.3.	<u>Elemente de talpă realizate prin vibrostantare cu placă antirefulantă.....</u>	78
3.2.	STUDII CU PRIVIRE LA INCLINAREA OPTIMA A FETELOR LATERALE A ELEMENTELOR DE TALPA PIRAMIDALE REALIZATE PRIN STANTARE.....	80
3.3.	ASPECTE CU PRIVIRE LA INCERCARILE EXPERIMENTALE FACUTE PE ELEMENTE DE TALPA.....	85
3.3.1.	<u>Modele experimentale studiate, proiectate și scopul încercărilor.....</u>	85
3.3.2.	<u>Standul de încercare utilizat.....</u>	87
3.3.3.	<u>Terenul de fundare și tehnologiile de execuție a gropilor de fundații.....</u>	89
3.3.4.	<u>Instalația de vibrostantare folosită în studiu.....</u>	90
3.4.	STUDII EXPERIMENTALE PENTRU DETERMINAREA CAPACITATII PORTANTE A ELEMENTELOR DE TALPA.....	90

3.4.1.	<u>Aspecte generale</u>	92
3.4.2.	<u>Studii experimentale pe modele de talpă în teren în stare afânată</u>	93
3.4.2.1.	Incercări pe modele de talpă executate în gropi săvate.....	94
3.4.2.2.	Incercări pe modele de talpă executate în gropi șantate (fără bulb).....	96
3.4.2.3.	Incercări pe elemente de talpă executate în gripi șantate cu bulb.....	98
3.4.3.	<u>Studii experimentale pe modele de talpă în terenuri mediu îndesate</u>	100
3.4.3.1.	Incercări pe elemente de talpă executate în gropi săvate.....	100
3.4.3.2.	Incercări pe modele de talpă în gropi șantate fără bulb.....	102
3.4.3.3.	Incercări pe modele de talpă în gropi șantate cu bulb.....	104
3.4.4.	<u>Incercări pe modele de talpă în terenuri îndesate</u>	105
3.4.4.1.	Incercări pe modele de talpă în gropi săvate.	106
3.4.4.2.	Incercări pe modele de talpă în gropi șantate fără bulb.....	108
3.4.4.3.	Incercări pe modele de talpă în gropi șantate cu bulb.....	109
3.4.5.	<u>Concluzii referitoare la studiile experimentale de capacitate portantă efectuate pe elemente de talpă</u>	110
3.5.	<u>STUDII EXPERIMENTALE CU PRIVIRE LA DISTRIBUTIA PRESIUNII ÎN TEREN SUB ELEMENTELE DE TALPA CU PLACA ANTIREFULANTA</u>	117
3.5.1.	<u>Aspecte generale</u>	117
3.5.2.	<u>Studii experimentale de laborator privind zona deformată și distributia în teren a presiunii sub elemente de talpă</u>	119
3.5.2.1.	Punerea în evidență a zonei deformată prin utilizarea straturilor de nisip colorat.....	119
3.5.2.2.	Determinarea distributiei presiunilor în teren prin utilizarea dozelor de presiune....	123
3.6.	<u>STUDII CU PRIVIRE LA RELATIILE DE CALCUL A CAPACITATII PORTANTE A ELEMENTELOR DE TALPA CU PLACA ANTIREFULANTA</u>	126
3.6.1.	<u>Studii de capacitate portantă a fundațiilor realizate prin șantare fără bulb</u>	127
3.6.2.	<u>Fundații cu bulb realizate prin șantare</u>	129
3.6.3.	<u>Studii privind calculul plăcii antirefulante în cazul încărcărilor verticale</u>	134
3.6.4.	<u>Calculul capacității portante a elementului experimentat și concluzii</u>	137

3.6.4.1.	Calculul elementului de talpă cu placă anti-refulantă fără bulb.....	137
3.6.4.2.	Calculul elementului de talpă cu placă anti-refulantă cu bulb.....	140
3.6.4.3.	Concluzii cu privire la capacitatea portantă a elementelor de talpă și relațiile de calcul.....	142
3.7.	STUDII CU PRIVIRE LA CALCULUL TASĂRIILOR ELEMENTELOR DE TALPA.....	143
3.8.	CONCLUZII FINALE ASUPRA STUDIULUI ELEMENTULUI DE TALPA CU PLACA ANTIREFULANTA.....	145
CAP.4.	STUDII ASUPRA ELEVATIILOR SI ÎMBINĂRIILOR.....	148
4.1.	STUDII CU PRIVIRE LA ALCĂȚUIREA SI CALCULUL ELEVATIILOR SI ÎMBINĂRIILOR.....	148
4.1.1.	<u>Consideratii asupra normativului P 101-78</u>	148
4.1.2.	<u>Studii cu privire la calculul și alcătuirea elevațiilor și a îmbinărilor de la infrastructură</u>	149
4.1.2.1.	Studii referitoare la îmbinările verticale.....	150
4.1.2.2.	Studii cu privire la calculul elevațiilor.....	152
4.2.	ASPECTE GENERALE CU PRIVIRE LA STUDIILE EXPERIMENTALE ASUPRA ELEVATIILOR FOLOSITE.....	154
4.3.	STUDIUL EXPERIMENTAL AL ELEVATIILOR PLANE REZEMATE PE DOUA ELEMENTE DE TALPA.....	156
4.4.	STUDIUL EXPERIMENTAL AL ELEVATIILOR PLANE REZEMATE PE TREI ELEMENTE DE TALPA.....	162
4.5.	STUDIUL EXPERIMENTAL AL ELEVATIILOR SPATIALE REZEMATE PE 6 ELEMENTE DE TALPA.....	167
4.6.	CONCLUZII PRIVIND COMPORTAREA MODELELOR EXPERIMENTALE ET ₁ , ET ₂ , EL ₁ , EL ₂ ȘI ELEMENTUL SPAȚIAL (ES).....	179
CAP.5.	STUDII CU PRIVIRE LA UNELE ASPECTE TEHNICO-ECONOMICE A SOLUTIEI ELABORATE SI CONCLUZII FINALE.....	182
5.1.	ELEMENTE COMPONENTE SI STUDIU OPTIMAL DE AMPLASARE A ELEMENTELOR DE TALPA.....	182
5.1.1.	<u>Cu privire la elementele de talpă concepute și studiate</u>	182
5.1.2.	<u>Cu privire la elementele de soclu (elevații) concepute și studiate</u>	184
5.1.3.	<u>Studiu privind repartizarea rațională a elementelor de talpă</u>	185
5.2.	STUDIU REFERITOR LA TEHNOLOGIA LUCRĂRIILOR DE PĂMÎNT SI MONTAREA INFRASTRUCTURII.....	187
5.2.1.	<u>Utilaje și echipamente folosite la executarea lucrărilor</u>	187
5.2.2.	<u>Studiu cu privire la tehnologia de realizare a tălpii fundației</u>	188
5.2.3.	<u>Studiu cu privire la tehnologia de montaj a elevațiilor</u>	189

5.3.	STUDIU CU PRIVIRE LA STABILIREA CICLULUI DE REALIZARE A LUCRĂRILOR DE COTA ZERO.....	189
5.4.	STUDIUL INDICATORILOR SI INDICILOR TEHNICO-ECONOMICI.....	189
5.5.	STUDIU DE FOLOSIRE A DECIZIILOR FUZZY PENTRU ANALIZA TEHNICO-ECONOMICA A CELOR 5 VARIANTE DE FUNDARE PREZENTATE.....	191
5.5.1.	<u>Aspecte generale</u>	191
5.5.2.	<u>Principiul metodei</u>	192
5.5.3.	<u>Aplicarea deciziilor fuzzy pentru stabilirea variantei optime de fundare</u>	193
5.6.	CITEVA CONCLUZII FINALE.....	198
5.6.1.	<u>Satisfacerea cerintelor de rezistentă si stabilitate ale constructiei</u>	198
5.6.2.	<u>Satisfacerea cerintelor privind industrializarea lucrărilor de infrastructură</u>	
5.6.3.	<u>Aspecte economice</u>	20
	BIBLIOGRAFIE.....	23
	Imagini din timpul experimentărilor.	
	borderou cu anexe la teză.	