

MINISTERUL EDUCATIEI SI INVATAMINTULUI  
INSTITUTUL POLITEHNIC "TRAIAN VUIA" TIMISOARA

Ing. Marin Marin

TEZA DE DOCTORAT

FUNDATII CONTINUE PREFABRICATE PENTRU CLADIRI  
CU SUPRASTRUCTURA DIN PANOURI MARI

BIBLIOTECA CENTRALĂ  
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"  
TIMIȘOARA

CONDUCATOR STIINTIFIC  
Prof.dr.ing.Păunescu Marin

Timișoara, 1983

469198

INSTITUTUL POLITEHNIC TIMIȘOARA	
BIBLIOTECA	
CENTRALĂ	
Volume	25 +
Dulap	LN

### Mulțumiri

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

Autorul mulțumește colegilor care l-au sprijinit în activitatea de cercetare științifică și de elaborare a tezei, de asemenea mulțumește T.C.M.Timișoara pentru colaborare și sprijinul acordat la implementarea în producție a noilor soluții de prefabricare a fundațiilor și adaptare a terenului la construcție, precum și C.P.J.Arad, I.J.C.M.Reșița, I.J.C.M.Arad și IPROTIM.

Exprim mulțumiri deosebite organelor locale de partid și de stat, conducerilor Institutului Politehnic "Traian Vuia" din Timișoara și Facultății de Construcții pentru sprijinul și condițiile acordate la realizarea și aplicarea în producție a acestei lucrări.

Autorul

<u>CUPRINS</u>		pag.
Cap.1	INTRODUCERE, OBIECTUL SI STRUCTURA LUCRARI	8
<u>A. STUDIU BIBLIOGRAFIC - SINTEZA DOCUMENTARA</u>		
Cap.2	CONSIDERATII ASUPRA SOLUTIILOR DE PREFABRICARE A FUNDATII- LOR CONTINUE	13
2.1	Necesitatea industrializării	13
2.2	Cerințele industrializării prin prefabricare	15
2.3	Realizări privind prefabricarea fundațiilor continue în alte țări	17
2.3.1	Aspecte generale	17
2.3.2	Fundații continue prefabricate pe terenuri nor- male folosite în URSS	17
2.3.3	Fundații prefabricate pe terenuri slabe cu gro- sime mare folosite în URSS	23
2.3.4	Pereți îngropați din elemente prefabricate cu röl de fundații	23
2.3.5	Aspecte economice privind prefabricarea funda- țiilor continue în URSS	24
2.3.6	Fundații continue prefabricate folosite în Franța	26
2.3.7	Fundații continue prefabricate folosite în R.P.U.	27
2.4	Realizări privind prefabricarea fundațiilor continue în țara noastră	28
2.4.1	Fundații alcătuite din blocuri din beton pentru tălpi și panouri mari prefabricate pentru eleva- ții (I.P.J. Sibiu, 1973)	28
2.4.2	Fundații alcătuite din tălpi monolite și eleva- ții din panouri casetate prefabricate (Catedra de Drumuri și Fundații, 1974)	29
2.4.3	Fundații alcătuite din tălpi monolite și eleva- ții din panouri plane (IPROTEM, 1975)	30
2.4.4	Fundații alcătuite din tălpi monolite și elevații spațiale deschise (I.P. Cluj-Napoca și ICROM Iași, 1979)	31
2.5	Concluzii	33
Cap.3	CONSIDERATII ASUPRA DETERMINARII PRESIUNII DE CONTACT CONSTRUCTIE-TEREN IN CAZUL INTERACTIUNII STATICE	35
3.1	Aspecte generale și stadiul problemei	35

3.2	Aprecierea rigidității echivalente a construcției ..	40
3.3	Metode de calcul pentru determinarea presiunii de contact .....	42
3.3.1	Calculul presiunii de contact la clădirile din panouri mari folosind ipoteza Winkler .....	43
3.3.2	Calculul presiunii de contact la grinzile pe mediu deformabil în ipoteza semispațiului elastic (Boussinesq) .....	45
3.3.3	Procedeul sistemelor static nedeterminate (Ohde-Jemocikin) .....	47
3.3.4	Calculul coeficienților $\delta_{ij}$ cu luarea în considerare a deformației produse de moment și forță tăietoare .....	49
3.3.5	Calculul deplasărilor $\Delta_{ip}$ .....	51
3.4	Concluzii .....	52
<b>B. ASPECTE STUDIAȚE SI CERCETATE DE AUTOR</b>		
Cap.4	PROCEDEU PENTRU DETERMINAREA PRESIUNII DE CONTACT CONSTRUCTIE-TEREN CONSIDERIND INTERACȚIUNEA STATICA.....	53
4.1	Generalități .....	53
4.2	Terenul de fundare, model combinat de calcul .....	54
4.3	Metode pentru determinarea rigidității echivalente a diafragmelor .....	59
4.3.1	Metoda grinzii fără goluri (pline) .....	61
4.3.2	Metoda grinzii compuse .....	65
4.4	Procedeu pentru determinarea presiunii de contact la clădirile cu pereți portanți .....	67
4.4.1	Mod de rezolvare .....	67
4.4.2	Calculul deplasărilor pentru terenul de fundare ( $w_{ij} = \delta_{ij}^t$ ), în cazul modelului combinat ...	69
4.4.3	Sistematizarea calculelor .....	73
4.4.4	Aspecte teoretice ce pot fi studiate .....	77
4.4.5	Simplificări și etapele de calcul la determinarea presiunii de contact .....	78
4.5	Program de calcul pentru interacțiunea statică construcție-teren, "PREMOTA" .....	79
4.5.1	Klemente de principiu .....	79
4.5.2	Domeniu de utilizare și performanțele programului .....	85
4.5.3	Rezultatele studiilor pe calculator, concluzii.	85
Cap.5	SOLUTII STUDIAȚE PENTRU REALIZAREA FUNDATIILOR CONTINUE PREFABRICATE .....	87
5.1	Generalități .....	87
5.2	Structuri în diafragme prefabricate din panouri mari.	87



5.3	Structuri din elemente spațiale .....	88
5.4	Prezentarea soluțiilor concepute pentru prefabricarea infrastructurii clădirilor de locuit cu pereți portanți .....	89
5.4.1	Varianta I	
	Infrastructură prefabricată din elemente de talpă și module spațiale .....	89
5.4.2	Varianta II	
	Infrastructură prefabricată din elemente de talpă, elevații din module spațiale și panouri mari.	93
5.4.3	Varianta III	
	Infrastructură prefabricată din elemente de talpă și panouri mari pentru elevații .....	95
5.4.4	Elemente de noutate în conceperea infrastructurii prefabricate .....	97
5.5	Proiectarea elementelor prefabricate ale infrastructurii .....	97
5.5.1	Considerații asupra normativului P 101-78 .....	97
5.5.2	Ipoteze, etape de calcul și alcătuirea elementelor prefabricate .....	98
5.5.3	Verificarea îmbinărilor verticale - relații de calcul .....	102
5.6	Experimentări pe modele în scara 1:2 .....	103
5.6.1	Prezentarea modelelor .....	103
5.6.2	Materiale folosite .....	106
5.6.3	Incercări efectuate .....	108
5.6.4	Măsurători efectuate .....	108
5.6.5	Rezultatele încercărilor .....	109
	5.6.5.1 Deformații .....	109
	5.6.5.2 Fisurarea .....	111
	5.6.5.3 Capacitatea portantă .....	113
5.7	Concluzii privind comportarea modelelor experimentale executate în scara 1:2 .....	117
5.8	Incercări experimentale în scara 1:1 .....	118
5.8.1	Prezentarea elementelor experimentale .....	118
5.8.2	Incercarea elementelor .....	120
5.8.3	Aparatura de măsurare .....	121
5.8.4	Rezultatele încercărilor .....	121
5.8.5	Concluzii privind comportarea elementelor $TE_1$ și $TE_2$ .....	125
Cap.6	CONCEPT NOU DE PROIECTARE - "ADAPTAREA TERENULUI LA CONSTRUCTIE" PRIN ÎMBUNĂTĂȚIRE CU VIBROMAIUL .....	127
6.1	Aspecte generale .....	127

6.2	Adaptarea terenului la construcție prin îmbunătățire cu vibromaiul - ploturi din balast vibropresate ..	128
6.2.1	Prezentarea tehnologiei de execuție (teren)....	130
6.2.2	Echipamentul de lucru - vibromai .....	132
6.3	Experimentări pe modele de laborator .....	133
6.3.1	Instalația folosită la experimentări .....	133
6.3.2	Determinări preliminare .....	134
6.3.3	Cercetări efectuate în laborator .....	135
6.3.4	Observații și interpretarea rezultatelor .....	137
6.4	Observații și prelucrări de date de pe diverse amplasamente .....	141
6.4.1	Zona Spitalului Județean din Timișoara .....	141
6.4.2	Centrala electrică de termoficare (CET) Timișoara - Stație electrică de concasare .....	143
6.5	Considerații teoretice referitoare la adaptarea (îmbunătățirea) terenului cu vibromaiul .....	146
6.5.1	Acțiunea vibromaiului în pământuri necoezive ..	147
6.5.2	Acțiunea vibromaiului în pământuri coezive ....	148
6.5.3	Zonele de îndesare din jurul plotului .....	149
6.5.4	Metodă de calcul pentru determinarea distanței "l" dintre ploturi .....	150
6.5.5	Determinarea capacității portante a terenului adaptat (îmbunătățit) ținând cont de rezistența pasivă a terenului natural (neîmbunătățit)..	152
6.5.6	Determinarea zonei de gardă din jurul fundațiilor .....	154
6.5.7	Domeniu de aplicare .....	155
6.6	Soluții de adaptare (îmbunătățire) a terenului pentru diverse tipuri de fundații .....	156
6.7	Aspecte economice comparative între coloane și ploturi din balast .....	157
6.7.1	Studiu economic .....	157
6.7.2	Concluzii .....	160
Cap.7	VALORIFICAREA CERCETĂRILOR ÎNTREPRINSE .....	161
7.1	Realizarea de fundații total prefabricate pe teren natural .....	161
7.1.1	Aspecte generale .....	161
7.1.2	Condiții geotehnice .....	161
7.1.3	Etapele parcurse la realizarea infrastructurii prefabricate .....	162
7.1.4	Măsurători efectuate .....	163
7.1.5	Efficiența tehnico-economică .....	164

7.1.6 Concluzii .....	164
7.2. Realizarea fundațiilor total prefabricate pe teren îmbunătățit .....	165
7.2.1 Aspecte generale .....	165
7.2.2 Condiții geotehnice .....	165
7.2.3 Etapele parcurse la realizarea infrastructurii.	165
7.2.4 Măsurători efectuate .....	166
7.2.5 Eficiența tehnico-economică .....	167
7.2.6 Concluzii .....	168
7.3. Realizarea de fundații cu elevații prefabricate și tălpi monolite .....	168
7.3.1 Aspecte generale .....	168
7.3.2 Condiții geotehnice .....	170
7.3.3 Etapele parcurse la realizarea infrastructurii.	170
7.3.4 Măsurători efectuate .....	170
7.3.5 Eficiența tehnico-economică .....	171
7.3.6 Concluzii .....	171
7.4 Intocmirea detaliilor de execuție pentru infrastruc- total prefabricată la proiectul tip T 770, secțiunea P 2a6 .....	172
7.4.1 Indicatori tehnico-economici .....	172
7.4.2 Concluzii .....	173
7.5 Realizări privind adaptarea terenului la construcție prin intermediul ploturilor executate cu vibromaiul.	173
7.6 Normative elaborate sau completate .....	174
Cap.8 SINTEZA SI CONCLUZII .....	176
BIBLIOGRAFIE .....	184
ANEXA CU FOTOGRAFII SI ACTE DE EFICIENȚA TEHNICO-ECONOMICĂ....	195

## 1. INTRODUCERE, OBIECTUL SI STRUCTURA LUCRARII

Directivele Congresului al XII-lea și Conferința Națională din 16-18 decembrie 1982 ale Partidului Comunist Român, precum și indicațiile și hotărârile recente ale Conducerii Superioare de Partid și de Stat, prevăd introducerea progresului tehnic, sporirea eficienței, calității și industrializarea întregului proces de realizare a construcțiilor.

Infăptuirea importantului program de construcții, cerut de necesități mereu crescânde ale dezvoltării producției, ale progresului tehnic și științific, ale exigențelor vieții social-culturale, nu este posibilă decât prin perfecționarea continuă a tehnologiilor de execuție și a metodelor de calcul.

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 /34/. În ramura construcțiilor s-a impus cu întârziere datorită activității complexe din acest domeniu.

Forma cea mai importantă a industrializării, cu efecte deosebite asupra reducerii duratei de execuție, sporire a productivității muncii și micșorarea volumului de manoperă, o constituie prefabricarea, metodă ce transformă șantierul în unitate de montaj, prin transferul principalelor procese umede din șantier în fabrică, unde li se asigură o realizare mecanizată, rezultând elemente prefabricate.

Oprindu-ne la clădirile de locuit, care constituie obiectul lucrării de față, se constată că la suprastructură s-au făcut progrese importante prin adoptarea soluțiilor integral prefabricate din panouri mari și elemente spațiale, dar la nivelul infrastructurii se lucrează încă cu tehnologii tradiționale, mai puțin productive, cu consum ridicat de manoperă pe șantier, durate mari de execuție, în special datorită volumului mare de procedee umede și dependenței de factorii climatici.

Tehnologiile clasice (bazate pe turnarea betonului la fața locului) au un grad redus de industrializare și produc discontinuități tehnice și tehnologice în ansamblul sistemului de executat.

Rezolvarea acestei probleme este indicată ca o necesitate pe plan mondial, astfel, la Simpozionul de la Dresda din R.D.G. 1979 pe tema "Construcții eficiente și tehnologii dezvoltate în domeniul construcțiilor de locuințe din elemente prefabricate", s-a prevăzut că "una din căile de dezvoltare în viitor a clădirilor din panouri mari și a creșterii eficienței lucrărilor de șantier, este extinderea pre-

fabricării și la infrastructură" /52/.

Această stare de lucruri este evidențiată de faptul că pentru realizarea infrastructurii se consumă 26% din manopera aferentă întregii structuri de rezistență, corespunzătoare unei valori de 12% din total structură, în timp ce la suprastructură se consumă restul de 74% manoperă, pentru un efort valoric de 88% din totalul structurii de rezistență al clădirii /52/.

In procesul de realizare a construcțiilor, sporirea productivității muncii nu poate fi obținută fără rezolvarea industrializării lucrărilor ciclului zero. Prelungirea duratei de execuție a structurilor civile și industriale, în prezent, este determinată în mare măsură de modul în care sînt realizate fundațiile.

Pornind de la această situație de fapt, studiile și cercetările s-au axat în direcția realizării unor soluții de prefabricare totală pentru infrastructura clădirilor de locuit din panouri mari, care vin să corecteze substanțial fluxul tehnologic global al industrializării întregii structuri de rezistență. În acest sens, în anul 1974, un colectiv mixt de la Catedra de Drumuri și Fundații din Timișoara în colaborare cu TCMT, au realizat primele blocuri cu elevații prefabricate și tălpi monolite /144/. Ideea a fost preluată de către IPROTLM și în 1975 a elaborat o soluție proprie de prefabricare a elevațiilor /92/. Continuarea ideii de industrializare prin prefabricare și la nivelul tălpii fundațiilor, în anul 1979, s-a materializat prin realizarea primului bloc cu fundații total prefabricate /112/.

Pe plan mondial, fundațiile total prefabricate au cunoscut o utilizare foarte mare numai în URSS /64/, /88/.

În general, proiectanții din lumea întreagă au tendința de a fragmenta fundațiile existente și apoi a le introduce în practică ca elemente prefabricate. Introducerea prefabricatelor pe scară largă este direct legată de tipizarea elementelor de fundații. În vederea reducerii numărului de tipodimensiuni pentru elementele prefabricate de talpă se poate acționa prin adaptarea terenurilor normale și slabe la construcție (concept nou), luîndu-se măsuri de ridicare a capacității portante (aspect ce va fi tratat în unul din capitolele lucrării).

Prefabricarea fundațiilor continue conduce la următoarele: reducerea duratei de execuție a construcțiilor, sporirea productivității muncii, creșterea calității lucrărilor (a siguranței construcțiilor), reducerea consumului de manoperă, eliminarea unui volum important de săpături și transport pămînt, asigurarea execuției în orice anotimp și în unele cazuri reducerea cantității de ciment și armătură. În ansamblu generalizarea soluțiilor de prefabricare a fundațiilor va permite și reducerea prețului de cost, după cum astăzi apare evident la suprastructurile prefabricate.



Ideea industrializării prin prefabricare a fundațiilor este nouă și va impune unele modificări esențiale în toată concepția de fundare a construcțiilor.

Din ce în ce mai mult construcțiile civile și industriale sînt fondate pe cele mai diferite categorii de terenuri, de aceea studiul și calculul construcțiilor amplasate pe terenuri deformabile a căpătat o deosebită actualitate și importanță. În acest caz apare evidentă interacțiunea statică construcție-teren de fundare, de care să se țină cont la dimensionarea corespunzătoare a fundațiilor și a structurii de rezistență.

Problema conlucrării dintre construcție și terenul de fundare, face parte din categoria mai generală a problemelor de contact, este deosebit de importantă și constituie una din preocupările actuale ale cercetătorilor și proiectanților, întrucît starea de eforturi și starea de deformații, atît în construcție cît și în terenul de fundare, sînt influențate direct de interacțiunea dintre cele două corpuri. Această problemă este puțin abordată în literatura de specialitate, datorită dificultăților pe care le ridică cuprinderea într-o formă schematizată, accesibilă unui calcul practic, a tuturor factorilor care caracterizează comportarea construcției și a terenului de fundare.

Stadiul actual de proiectare a construcțiilor amplasate pe terenuri deformabile, conform căruia structura, fundația și terenul de fundare sînt în mod convențional tratate și calculate ca elemente independente, a generat o situație care poate conduce la proiectarea neeconomică a suprastructurilor și fundațiilor, sau la subdimensionarea lor, cu consecințe corespunzătoare /44/. De aceea, la calculul construcțiilor (mai ales cele cu pereți portanți) așezate pe terenuri deformabile, trebuie să se ia în considerare conlucrarea efectivă dintre structura de rezistență (suprastructura + infrastructura) și terenul de fundare.

Teza cuprinde studiile teoretice, experimentale și realizările în producție privind prefabricarea și calculul fundațiilor continue, ale autorului, începînd din anul 1978 și pînă în prezent, pornind de la stadiul problemei pe plan mondial în acest domeniu.

Lucrarea este structurată pe 8 capitole, cuprinse în două secțiuni.

Capitolul 1 cuprinde obiectul lucrării și structura tezei.

#### A. Studiu bibliografic - sinteză documentară

În capitolul 2 sînt prezentate diversele sisteme de fundații prefabricate continue realizate în străinătate și în țara noastră. Se acordă o mare atenție soluțiilor constructive, domeniului de utilizare și eficienței tehnico-economice. În finalul capitolului se prezintă concluziile desprînse din studierea tipurilor de fundații continue prefabricate realizate în alte țări și în țara noastră, precum și as-

pectele noi studiate de autor.

În capitolul 3 se prezintă o serie de metode de calcul pentru determinarea presiunii de contact, considerînd interacțiunea statică dintre construcție și teren, în vederea dimensionării corespunzătoare a fundațiilor. Se pune accent pe evidențierea parametrilor care influențează distribuția presiunii de contact construcție-teren, metodele de calcul folosite pentru terenul de fundare și a algoritmului de calcul folosit la rezolvarea problemei de interacțiune statică. Capitolul 3 se încheie cu o serie de concluzii și direcțiile de urmat pentru calculul presiunii de contact în vederea dimensionării fundațiilor continue.

#### B. Aspecte studiate și cercetate de autor

Capitolul 4 prezintă un procedeu pentru determinarea presiunilor de contact construcție-teren, bazat pe metoda Chde-Jemocikin. În acest sens, într-o concepție originală, s-a formulat un model de calcul combinat pentru terenul de fundare, plecînd de la rezultatele încercării de probă pe placă și totodată au fost deduse relații pentru determinarea rigidității echivalente a diafragmelor longitudinale. Aceste elemente au permis determinarea termenilor din matricea sistemului de interacțiune într-o formă nouă, cuprinzînd deformațiile terenului în modelul combinat și deformațiile grinzii echivalente care țin seama de efectul momentului și al forței tăietoare.

Pe baza algoritmului de calcul s-a elaborat în colaborare cu Catedra de Construcții metalice programul de calcul PREMOTA, care permite un calcul biografic, comparativ între modelul Winkler, Boussinesq și modelul combinat propus de autor.

Modelul de calcul combinat elaborat pentru terenul de fundare are la bază modulul de deformație liniară obținut la descărcarea plăcii ( $\bar{E}$ ), care la propunerea autorului a fost introdus în STAS 8942/3-75 (la revizuire) ce se află în curs de apariție.

Algoritmul de calcul prin intermediul programului PREMOTA permite o rezolvare rapidă cu 8 opțiuni de calcul biografic, avînd la bază pentru terenul de fundare modelul Winkler, Boussinesq și modelul combinat, cu luarea sau nu în considerare a efectului forței tăietoare la calculul deformațiilor grinzii echivalente.

În capitolul 5 se prezintă 3 soluții noi de prefabricare totală a fundațiilor continue, pentru blocurile de locuințe cu S+P+4E, brevetate la OSIM București cu nr. 80382 din 1982 /107/.

Soluțiile concepute sînt modulate și permit un înalt grad de tipizare. În continuare se arată rezultatele cercetărilor experimentale efectuate pe modele de laborator în scara 1:2 la Catedra de Drunuri și Fundații din Timișoara și încercările în scara 1:1 reali-

zate în colaborare cu TCMT și Catedra de Beton Armat și Clădiri.

Prin extinderea prefabricării și la nivelul infrastructurii construcțiilor se realizează structuri de rezistență integral prefabricate, care au efecte favorabile asupra: creșterii productivității muncii, reducerii consumului de material lemnos și manoperă, creșterii calității lucrărilor (a siguranței construcțiilor), posibilităților de executare a fundațiilor în orice anotimp etc.

În capitolul 6 se prezintă un concept nou de proiectare privind "adaptarea terenului la construcție" prin îmbunătățirea cu vibromaiul. Soluția de îmbunătățire a terenurilor slabe cu vibromaiul a fost brevetată la OSIM București cu nr.81746 din 1983 /91/.

În vederea tipizării elementelor prefabricate pentru talpa fundațiilor (adoptarea unui număr minim de tipodimensiuni), în cazul terenurilor normale și slabe, se acționează asupra măririi capacității portante a terenului /114/. Aceasta permite elaborarea unor elemente prefabricate pentru infrastructură care să fie cuprinse în proiectele tip ale blocurilor de locuințe.

În cuprinsul capitolului sînt prezentate detaliat studiile teoretice, experimentale și soluțiile de adaptare (îmbunătățire) a terenului pentru diverse tipuri de fundații.

Capitolul 7 pune în evidență modul de valorificare a cercetărilor întreprinse, fiind prezentate realizările efectuate în diverse județe din țară în domeniul prefabricării fundațiilor continue și adaptarea terenului la construcție, precum și elaborarea sau completarea de normative la nivel republican.

În capitolul 8 sînt cuprinse concluziile desprinse din cercetările efectuate pe plan mondial și proprii, care evidențiază necesitatea extinderii prefabricării și la nivelul infrastructurii clădirilor de locuit cu suprastructura din panouri mari.



## A STUDIU BIBLIOGRAFIC - SINTEZA DOCUMENTARA

### 2. CONSIDERATIILE ASUPRA SOLUTIILOR DE PREFABRICARE A FUNDATIILOR CONTINUE

#### 2.1 Necesitatea industrializării

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 /34/. Ea s-a impus cu întârziere în ramura construcțiilor deoarece a întâmpinat dificultăți mari, determinate de caracterul complex de edificare în acest domeniu. În primul rând, la realizarea construcțiilor participă un colectiv multidisciplinar de ingineri, arhitecți, instalatori, tehnologi, constructori etc., atât ca proiectanți cât și ca executanți, în al doilea rând, se pune problema unui mare număr de furnizori de materiale, utilaje variate de producție, transport, montaj și finisaj /71/.

Necesitatea și importanța industrializării construcțiilor au fost subliniate de nenumărate ori în toate documentele de directivare a proiectării și executării construcțiilor. Înfăptuirea programului de construcții cerut de necesitățile mereu crescânde ale dezvoltării producției, ale progresului tehnic și științific, ale exigențelor vieții social-culturale, nu este posibilă decât în condițiile asigurării unui grad sporit de industrializare a construcțiilor /34/, /64/.

Volumul lucrărilor de construcții crește într-un ritm care nu poate fi însă egalat de ritmul de asigurare cu cadrele calificate și muncitori, necesare pentru executarea acestor lucrări prin metode de lucru tradiționale /53/, /58/, /64/. Astfel, Franța, țara occidentală cea mai avansată în ceea ce privește industrializarea în construcții a ajuns la acest mod - arată Blachere G. /46/ - deoarece în urma distrugerilor de război și a imenselor cerințe de clădiri industriale, sociale și de locuințe, s-a ivit necesitatea construirii a peste 500.000 de apartamente, având pe an o capacitate de mână de lucru echivalentă cu 8.000 de locuințe. Condiții poate și mai acute au fost în URSS și în alte țări socialiste care au realizat un imens program de investiții productive și social-culturale pe termene scurte, au determinat ca o necesitate obiectivă, o adevărată revoluție în modul de a concepe și a realiza construcțiile necesare creșterii rapide atât economice cât și sociale. Dacă se ia în considerare nevoia de construire numai de locuințe în întreaga lume, care se apreciază la cca 25-30 milioane de dolari

pe an, reiese în mod evident că nu există muncitori calificați necesari unui astfel de program, fapt ce dovedește oportunitatea apelării la tehnologii avansate, la metode de tip industrial /34/.

- În altă ordine de idei, utilizarea eficientă a fondurilor investite în utilaje și clădiri, presupune o concepere a alcătuirii și modului de realizare a construcțiilor, care să conducă la reducerea duratei lor de execuție, astfel încât procesul funcțional prevăzut la elaborarea proiectului de investiție și utilajele respective să fie folosite cât mai mult timp, înainte de uzura lor morală /64/, ca urmare, să ducă la creșterea eficienței economice a acestora.

- Introducerea industrializării în construcții, prezintă o evoluție ireversibilă, în principal din cauza creșterii productivității muncii, dar și a scutării termenelor de realizare, a economiei de materiale și mijloace, a calității produselor. Reducerea numărului de ore consumate în condițiile raționalei organizări, duce și la micșorarea prețului de cost.

- Trecerea unei părți din ce în ce mai mari a procesului de producție în ateliere sau uzine specializate, unde munca se poate desfășura în tot timpul anului, este unul din obiectivele urmărite.

La noi în țară se poate spune că există o bază remarcabilă privind industrializarea executării construcțiilor, ca urmare a:

- dezvoltării acțiunii de tipizare a construcțiilor, a părților de construcții și a elementelor de construcții;
- dezvoltării producției centralizate a elementelor prefabricate;
- dezvoltării producției de betoane de mărci ridicate;
- dezvoltării posibilităților de transport și de montaj;
- introducerii precomprimării;
- dezvoltării activității de cercetare și a metodelor de calcul /146/.

Din analiza procesului de industrializare a executării construcțiilor în țara noastră, se observă că acesta nu s-a dezvoltat în mod egal la toate părțile componente ale clădirilor (suprastructură - infrastructură). Astfel, dacă în ceea ce privește structura nălelor industriale parter și etajate sau a clădirilor de locuit, întâlnim astăzi soluții integral prefabricate, cu un înalt grad de industrializare, nu la fel stau lucrurile în ceea ce privește fundațiile /53/, /64/, care se execută aproape în exclusivitate din beton simplu sau din beton armat; în ultimul timp s-a început a se folosi și betonul precomprimat. Această situație poate fi evidențiată prin compararea lucrărilor de fundații cu acelea de la suprastructură, în cazuri concrete de construcții executate în soluții actuale. Astfel, dacă ne referim numai la blocurile de locuit cu S+P+4E cu suprastructura din panouri mari,

prefabricate, lucrările de la "ciclul zero" monolite, inclusiv săpăturile aferente, reprezintă cca 12% din valoarea totală a lucrărilor de construcții montaj și consumă cca 26% din manopera totală. În același timp, lucrările de la suprastructură reprezintă cca 88% din valoarea totală a lucrărilor de construcții montaj, consumând numai 74% din manopera totală /52/. Acest fapt crează dificultăți în realizarea programului de investiții. Aceste cifre variază în raport cu natura terenului de fundare, cu soluțiile constructive și cu mijloacele folosite, dar se poate trage următoarea concluzie: nivelul productivității muncii la lucrările de fundații și în general la lucrările "cotei zero" (lucrările care se execută sub cota pardoselii) este foarte scăzut, discrepant față de nivelul productivității muncii realizat la suprastructură (în special în cazul construcțiilor în diafragme din panouri mari). De asemenea durata foarte mare de execuție a lucrărilor de la "cota zero", față de aceea a lucrărilor din suprastructură caracterizează gradul scăzut de industrializare a acestor lucrări.

Rezolvarea acestei probleme este indicată ca o necesitate pe plan mondial, astfel, la simpozionul de la Dresda din R.D.G. 1979 pe tema "Construcții eficiente și tehnologii dezvoltate în domeniul construcțiilor de locuințe din elemente prefabricate" s-a precizat că "una din căile de dezvoltare în viitor a clădirilor din panouri mari și a creșterii eficienței lucrărilor de șantier, este extinderea prefabricării și la infrastructură" /52/.

Aceste constatări ale unei situații de fapt, au generat o serie de cercetări experimentale, realizarea de proiecte și construcții, încă din anul 1974 în Timișoara și după aceea și în alte localități (Reșița și Arad), introducerea la lucrările de fundații pentru clădirile de locuințe cu S+P+4E de noi soluții constructive și procedee tehnologice, care să reducă decalajul existent în raport cu suprastructura, în ceea ce privește valoarea productivității muncii realizată pe șantier și durata de execuție.

## 2.2 Cerințele industrializării prin prefabricare

În prezent fundațiile prefabricate, în general se folosesc mai rar pentru că ele nu satisfac unele cerințe ce decurg din dezvoltarea industrializării construcțiilor.

În cazul prefabricării fundațiilor pentru blocurile de locuințe, distingem cerințe principale și cerințe suplimentare.

Cerințele principale se referă la asigurarea rezistenței, stabilității și durabilității fundațiilor, cerințe care sînt valabile pentru oricare mod de execuție.

Cerințele suplimentare sînt cele care determină gradul de industrializare al construcțiilor (suprastructură plus infrastructură)

și se referă la:

- soluții constructive care trebuie să cuprindă: unificarea și tipizarea fundațiilor, interschimbabilitatea elementelor componente, productivitate mărită;

- confecționarea elementelor prefabricate în flux continuu sau pe standuri (găsirea unor tehnologii simple și ușor de realizat);

- transport și montaj ușor;

- cerințe economice: reducerea consumului de manoperă pe șantier, reducerea consumului de materiale și energie, scurtarea duratei de execuție, reducerea prețului de cost.

Cu cât numărul de cerințe îndeplinite de o soluție de fundare va fi mai mare, cu atât aceasta se va impune în execuție.

Fundațiile prefabricate beneficiază de o serie de factori specifici din care reiese superioritatea față de fundațiile monolite, printre acești factori se numără:

- nivelul înalt de confecționare pe cale industrială a fundațiilor prefabricate tipizate, care permite folosirea aceluși tipare metalice de un număr mare de ori și pentru fundații de la blocuri diferite;

- reducerea timpului de execuție prin creșterea gradului de prefabricare și la nivelul "cotei zero" (în legătură cu faptul că din 100% volum de muncă ce se desfășoară pe șantier în cazul fundațiilor monolite, la fundațiile prefabricate 80-95% din acest volum se transferă în fabrică), șantierele transformându-se în unități de montaj și finisaje;

- fundațiile prefabricate duc la îmbunătățirea indicilor de utilizare a macaralelor de capacitate mijlocie care au un grad de manipulare și posibilități ușoare de deplasare în condiții de șantier;

- reducerea consumului de material lemnos prin eliminarea cofrajelor și eșafodajelor cu 80-90%;

- reducerea consumului de ciment și agregate printr-o gospodărire mai bună a lor în unitățile industriale și datorită unei repartizări mai raționale a betonului în elementele prefabricate;

- posibilități noi pentru mecanizarea și automatizarea proceselor tehnologice, ceea ce conduce la realizarea unor produse de calitate superioară și în același timp un control permanent pe faze a proceselor de prefabricare de către tehnicieni specializați;

- reducerea fondurilor necesare pentru investiții la lucrările de organizare a șantierului, prin micșorarea suprafețelor necesare construcțiilor provizorii;

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



- crește productivitatea muncii prin mecanizarea procesului tehnologic, atît în unitățile industriale și de prefabricate, cît și a operațiilor de montaj pe șantier:

- în final se poate afirma că industrializarea fundațiilor va permite și reducerea prețului de cost, după cum apare astăzi evident la suprastructurile prefabricate /95/.

## 2.3 Realizări privind prefabricarea fundațiilor continue în alte țări

### 2.3.1 Aspecte generale

Industrializarea prin prefabricare a fundațiilor obișnuite (directe) la clădirile cu pereți portanți, constituie o problemă care s-a pus cu mult timp în urmă /64/.

Tendințe spre o industrializare a executării fundațiilor construcțiilor cu pereți portanți în ultimul timp, apar tot mai des /53/, /64/, /92/, /95/, /112/, /134/, /138/.

În cele ce urmează vor fi prezentate, din actuala experiență a constructorilor în acest domeniu, o serie de soluții de fundații continue prefabricate, aplicate sau studiate în vederea aplicării lor în țară, precum și unele realizări în străinătate, care caracterizează stadiul acestor tendințe spre o executare prin metode industrializate.

În prezent, fundațiile pentru pereți continuă a se executa monolit în majoritatea țărilor lumii, cu un grad mai mare sau mai mic de industrializare, corespunzător procedeelelor aplicate la lucrările din beton turnat direct pe șantier.

Prefabricarea fundațiilor continue este foarte puțin răspîndită, ceea ce explică dificultățile îndeplinirii cerințelor arătate mai sus. Excepție face URSS, unde fundațiile prefabricate au cunoscut o largă folosire. Numărul foarte mare de fundații continue prefabricate, ilustrează extinderea dată acestei modalități de execuție, dar și dificultățile întîlnite la realizarea unei unificări și tipizări a elementelor.



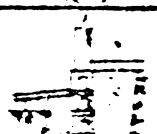
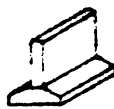



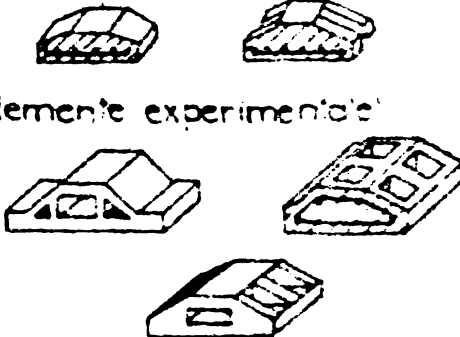
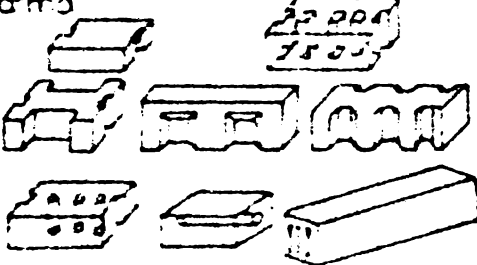

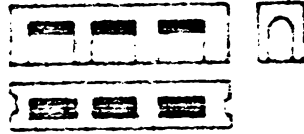
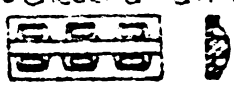
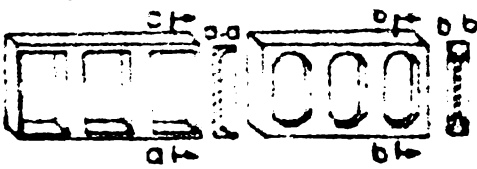
### 2.3.2 Fundații continue prefabricate pe terenuri normale folosite în URSS

La construcțiile cu ziduri portante, executate în URSS, se întîlnesc numeroase variante constructive pentru fundațiile continue, executate integral prefabricat. Aceste variante pot fi grupate după caracteristicile lor de alcătuire, astfel:

a. după dimensiunile elementelor prefabricate, care intră în alcătuirea lor:

- fundații din blocuri mici;
- fundații din pancouri mari;

469198  
125 F

FUNDAȚII CONTINUE			
SISTEMUL ADOPTAT PENTRU PERETE	din panouri mari	varianțe	perete dintr-un panou 
			cu peretele din două panouri așezate alături 
		din blocuri mici 	
		SISTEMUL ADOPTAT PENTRU TALPĂ	cu talpă continuă 
			cu talpă discontinuă 
ELEMENTE PREFABRICATE PT. FUNDAȚII CONTINUE			
PENTRU TALPĂ		PENTRU PERETE SOCLU	
1. panouri mari prescomprimate (în tehnologie de stând) 		1. panouri mari prescomprimate (în tehnologie de stând) 	
2. elemente din beton armat (elemente experimentale) 		2. blocuri mici din beton simplu și armat 	
3. cu armătură prefabricată 		3. blocuri prescomprimate din beton armat 	
4. panou mare chesonat din b.a. 		4. blocuri mari prescomprimate din b.a. 	

b. după modul de realizare a tălpii fundațiilor:

- fundații cu talpi continue;
- fundații cu talpi discontinuă;

Principiile de alcătuire a fundațiilor continue din prefabricate și câteva tipuri principale de elemente prefabricate folosite în URSS, pentru aceste fundații sînt arătate în tabelul 2.1 /64/. Elementele prefabricate diferențiate ca formă și dimensiuni, după locul pe care le ocupă în fundație, adică elemente pentru talpi și elemente pentru perete-soclu (elevație), sînt executate de obicei din beton compact, simplu sau armat, cu secțiuni pline. Pentru reducerea greutății proprii, elementele se execută uneori cu goluri sau cu beton de greutate specifi-

că mai mică (aceasta pentru clădiri cu număr redus de niveluri). Sînt de asemenea de remarcat unele încercări de folosire a precomprimării betonului, în scopul reducerii secțiunilor și în special a consumului de oțel.

La montarea elementelor, indiferent de dimensiunile lor, se urmărește ca rosturile verticale să fie decalate (șesute de la un rînd la altul), pentru ca încărcările să se repartizeze uniform și să evite tasările inegale.

Elementele de talpă pot să fie (tabelul 2.1)

1. panouri mari precomprimate executate în tehnologie de stand;
2. elemente din beton armat pline sau cu goluri;
3. panouri mari executate cu bare din oțel preîntinse;
4. panouri mari chesonate din beton armat;

Folosirea betonului precomprimat la panourile de fundație (1,3) conduce la reducerea oțelului de 1,5-2 ori, iar realizarea în combina de betoane conduce la economii de manoperă de 1,5 ori în comparație cu tehnologia fabricării de tipare și mese vibrante.

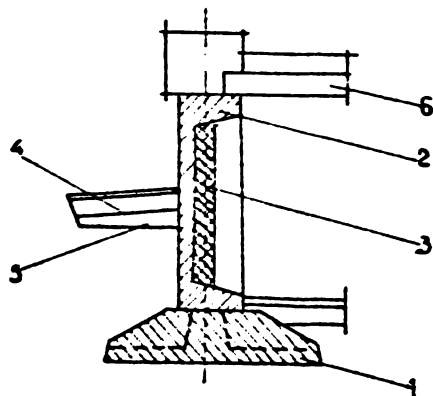


Fig. 2.1 Fundații continue prefabricate din panouri mari chesonate: 1-panou talpă; 2-panou elevație; 3-izolație termică; 4-trotuar; 5-strat de argilă; 6-planșeu deasupra solului.

Panourile mari chesonate (4) sînt elemente de tală la care se elimină o parte din materialul din zona comprimată. Aceste panouri au fost tipizate, dimensiunile lor fiind: lungimea de 360 cm; lățimea de 80-240 cm și grosimea de 30-40 cm. Greutatea este cuprinsă între 18 kN și 52 kN.

Elevațiile pentru clădirile cu P+4E sînt alcătuite din panouri mari (tabelul 2.1).

Panourile mari precomprimate (1) sînt prevăzute cu goluri și sînt asemănătoare cu panourile de talpă. Armarea lor este făcută cu bare de oțel de înaltă rezistență.

Panourile mari chesonate din beton armat (4) pot avea secțiuni U și I și sînt prevăzute cu nervuri. Lățimea lor este de 45 cm, lungimea de 360 cm, iar înălțimea de 110-220 cm.

În cazul clădirilor cu un număr mare de etaje (mai mult de 4), pentru asigurarea rezistenței elevațiilor, panourile chesonate se pot așeza joantiv cîte două.

În ceea ce privește tehnologia de execuție, după terminarea săpăturii, panourile de talpă se așează pe un pat din nisip sau pe un strat din beton de egalizare (fig. 2.1). Panourile pentru elevații se așează pe panourile de talpă prin intermediul mortarului. Așezarea panourilor de elevație se face decalat față de cele pentru talpă pentru a se evita

fisurarea fundațiilor pe toată înălțimea în cazul unor tasări inegale.

În cazul cînd elevațiile sînt alcătuite din două panouri așezate alăturat (pentru clădiri înalte), acestea se execută similar cu cele

arătate mai sus cu deosebirea că perețele fundației este executat din două panouri așezate față în față (fig.2.2).

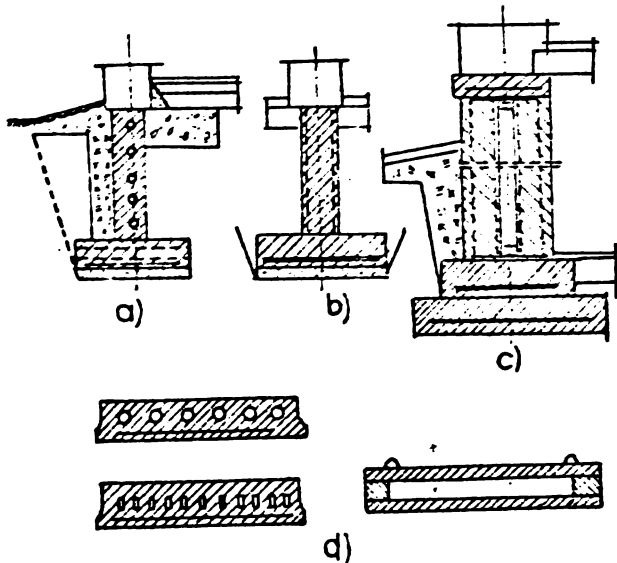


Fig.2.2 Fundații continue prefabricate din panouri mari cu goluri: a-cu goluri orizontale; b-cu goluri verticale; c-cu perete dublu; d-panouri cu goluri.

Fundațiile din blocuri mici sînt alcătuite în principiu tot din talpă și elevație. Diferența constă din realizarea tălpilor sau a elevației din blocuri mici zidite. Aceste fundații se aplică la construcții cu număr redus de etaje.

Toate fundațiile prezentate pot fi executate cu talpa continuă sau discontinuă (fig.2.3). Fundațiile discontinu sînt cu așezarea întreruptă a blocurilor de talpă (cu intervale între anumite limite). Comparativ cu fundațiile cu talpă continuă, fundațiile cu talpa așezată discontinuu, aduc economii de pînă la 30%. Totodată aceste fundații cu talpa discontinuă suferă tasări mai

mici în condițiile aceleiași presiuni de teren (fig.2.4). Dezavantajul acestor fundații constă în faptul că scade gradul de preasamblare, deci

și gradul de industrializare.

Gruparea graficelor (fig.2.4) arată că tasarea fundației discontinuă nu crește proporțional cu modificarea suprafeței de rezemare ci mult mai încet. Ca ur-

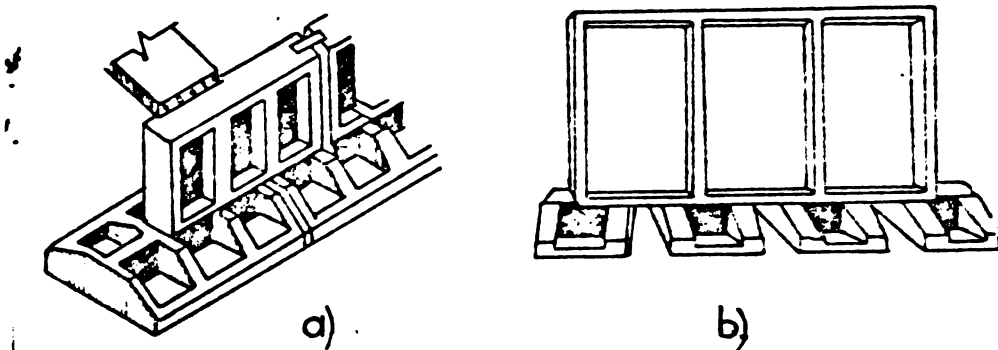


Fig.2.3 Fundații continue prefabricate: a - cu talpă continuă; b - cu talpă discontinuă.

mare se poate alege o astfel de fundație discontinuă a cărei suprafață de talpă să fie mai mică decît a fundației continue și care în aceleași condiții de teren să ducă la tasări de aceeași valoare cu fundația continuă. Aceasta determină eficiența economică a fundațiilor în fișie cu talpă discontinuă.

Luînd în considerare dezavantajele executării fundațiilor din beton armat monolit și în special durata mare de execuție a infrastructurii în comparație cu montarea rapidă a panourilor de la suprastructu-



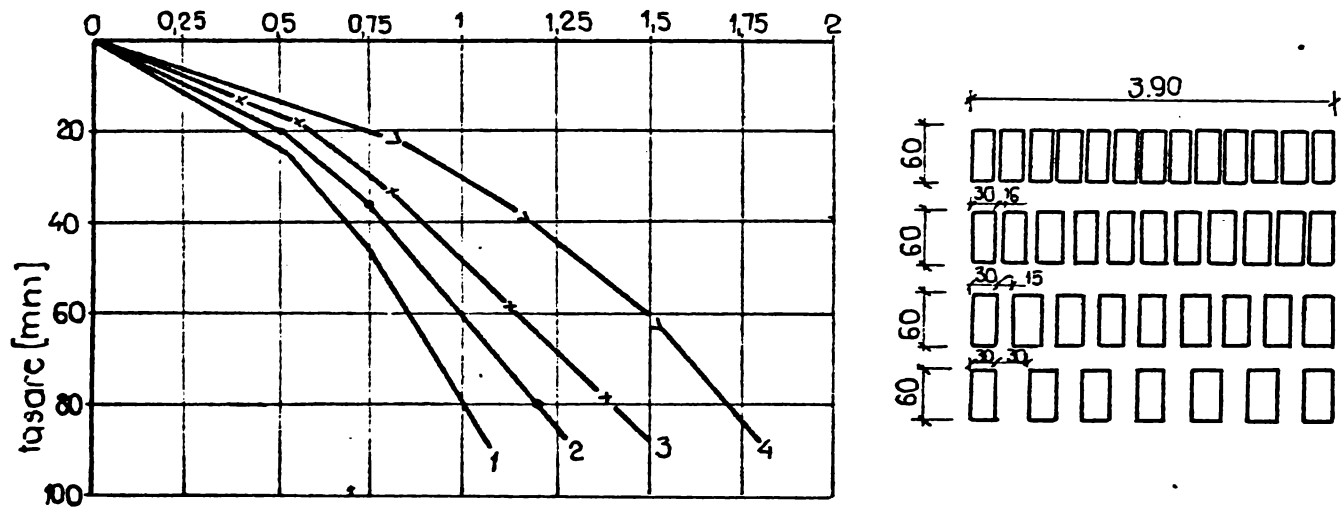


Fig.2.4 Dependența tasării fundațiilor cu distanța dintre blocurile pentru talpă: 1 - talpă continuă; 2,3,4 - talpă întreruptă cu distanțe de 6,15 și 30 cm.

ră (de exemplu pentru o clădire de locuit de 60 apartamente din localitatea Soca, execuția ciclului zero a durat 17 zile, pe când execuția celor cinci etaje a suprastructurii numai 5 zile), proiectanții au decis să treacă la soluția prefabricată și în cazul construcțiilor în zone seismice.

Soluția constructivă constă în alcătuirea infrastructurii din panouri mari îmbinate rigid de-a lungul axelor longitudinale și tran-

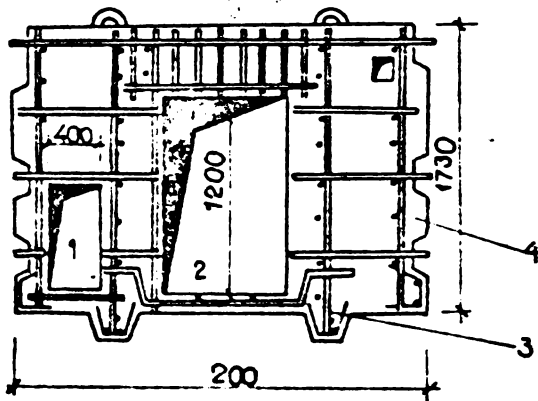


Fig.2.5 Panou de fundație interior: 1 - gol pentru instalații tehnico-sanitare; 2 - gol pentru trecere; 3 - dinte pentru preluarea forțelor de lunecare orizontale; 4 - dinte pentru preluarea luncărilor verticale.

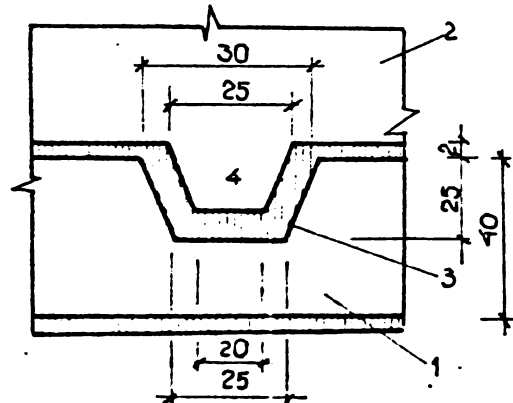


Fig.2.6 Modul de îmbinare între panoul de elevație și tapla de fundație: 1 - talpă prefabricată; 2 - panou elevație; 3 - mortar de pozi; 4 - prag (dinte beton).

versale (Fig.2.5). Dimensiunile panourilor pentru elevații au mărimea

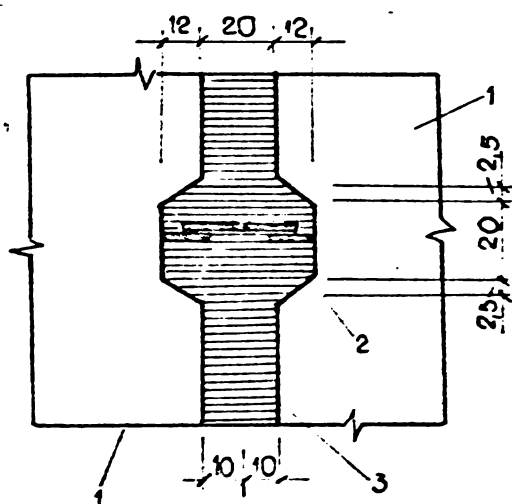


Fig.2.7 Imbinarea verticală a panourilor pentru elevații: 1-panou elevați; 2-mustăți; 3-beton monolitizare.

unei camere și grosimea de 20-25 cm, din beton de marcă B 200, armate cu carcasa verticale și bare orizontale, urmărindu-se în același timp să nu se depășească capacitatea macaralelor /74/. Pe marginile verticale panourile de elevație prezintă dinți de dimensiuni 250 x 120 mm, pentru distribuția încărcărilor concentrate provenite de la suprastructură și transmise la talpa fundației. Pe partea inferioară a panourilor axei longitudinale medii și a tuturor axelor transversale se află dinți pentru preluarea forțelor orizontale de deplasare, din acțiunea seismică.

În funcție de condițiile geologice ale terenului, talpa fundației se rezolvă

în trei variante:

1 - în cazul în care terenul bun de fundare se află la adâncimea de 2 m de la suprafața terenului, se utilizează tălpi continue din elemente prefabricate netede, din beton armat, cu grosimea de 40 cm. Imbinarea dintre elemente se face prin sudură urmată de monolitizare, de-a lungul axelor clădirii;

2 - în cazul în care stratul bun de fundare se află la 4,5 m de la suprafața terenului, se indică soluția fundării pe piloți cu fișii din beton armat prefabricat din elemente netede. Imbinarea elementelor de talpă se face ca la varianta 1. Dimensiunile acestora sînt de 40 cm înălțime și tot 40 cm lățime pentru axele interioare, iar pentru axele exterioare de 55 cm;

3 - în cazul în care stratul de fundare se află între 2 și 4,5 m de la suprafața terenului, se folosesc piloți prefabricați, cu secțiune dreptunghiulară, din beton armat, de diverse înălțimi (modulați cu modulul de 0,5 m) în funcție de adâncimea stratului portant. Pe piloți se așează elementele de talpă prefabricate, conform variantei 2. La partea superioară a tălpii se prevăd mustăți în scopul sudării cu carcasa verticală din îmbinări.

Toate elementele fundațiilor prefabricate, în această variantă, au secțiune constantă, ceea ce permite confecționarea în cofraje fără o tehnologie complicată de fabricație.

Folosindu-se fundațiile prefabricate și în cazul zonelor seismice au reieșit cîteva avantaje deosebite:

- se pot folosi aceleași brigăzi de montaj atît la infrastructură cît și la suprastructură:

- se economisește beton cca 36% și armătură 14%;
- scad cheltuielile de-manoperă cu 44%;
- se reduce costul cu 27%;
- nu se întrerupe lucrul în condiții 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 acestei soluții și la construcția altor obiective. Ca urmare elementele prefabricate pentru fundații, au fost introduse și în standardele sovietice.

### 2.3.3 Fundații prefabricate pe terenuri slabe cu grosime mare folosite în URSS

Introducerea, prefabricării fundațiilor și în cazul terenurilor slabe (terenul bun de fundare se află la mare adîncime) s-a făcut prin folosirea unei infrastructuri compuse din panouri mari prefabricate pentru elevații și capete frontale pe piloți prefabricați (fig.2.8). Pe

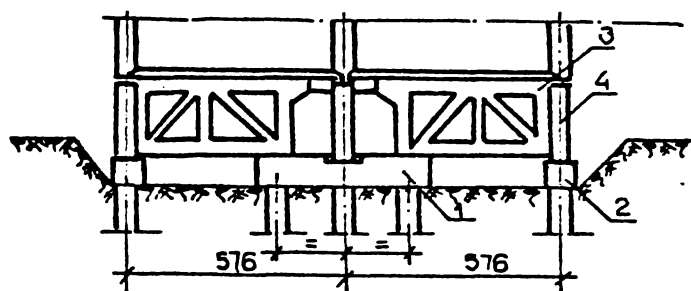


Fig.2.8 Infrastructură prefabricată pe piloți: 1 - cap frontal central; 2 - cap frontal marginal; 3 - panou elevație transv; 4 - panou elevație longitudinală.

rîndurile transversale se introduc cîte 5 piloți cu secțiunea de 30 x 30 cm. Pe rîndurile marginale se montează cîte un capăt frontal prefabricat din beton armat de formă cilindrică cu diametrul de 70 cm și înălțimea de 50 cm. Pe piloții din axul central (3 buc) se montează un capăt frontal de forma unei grinzi cu lungimea de 4 m, înălțimea de 50 cm și lățimea de 60 cm. Îmbinarea între piloți și capetele frontale se face cu beton de marcă B 200.

Panourile pentru elevații sînt prefabricate din beton armat (marca betonului este B 200), sub forma unor grinzi cu zăbrele. Aceste panouri pentru realizarea elevațiilor se montează pe capetele frontale prefabricate.

Încercările efectuate în scară naturală pentru determinarea capacității portante a fisurării și deformațiilor, au pus în evidență o comportare foarte bună și s-a hotărît extinderea sistemului /142/.

### 2.3.4 Pereți îngroșați din elemente prefabricate cu rol de fundații

Începînd din 1973 în URSS se folosește soluția de perete îngroșat, alcătuit din elemente prefabricate, cu rol de sprijinire, impermeabilizare și preluarea sarcinilor verticale /132/. Realizarea acestora se face după tehnologia de la pereții mulați. Înlocuirea peretelui în-

gropat din beton monolit cu perete din elemente prefabricate, prezintă un grad mai mare de industrializare și s-a dovedit a fi deosebit de eficientă în perioada de iarnă când compoziția betonului și a noroiului bentonitic este greu de realizat.

În esență tehnologia "peretelui îngropat prefabricat" constă în montarea și îmbinarea unor panouri din beton armat în tranșeea săpată sub protecția noroiului bentonitic /132/. În această tehnologie o importanță deosebită o are realizarea corectă a îmbinărilor acestora /38/. Capetele panourilor prefabricate se monolitizează printr-o centură, după care se realizează partea de suprastructură.

Soluția "peretilor îngropați prefabricați" s-a dovedit a fi de perspectivă, atât din punct de vedere tehnic cât și economic /139/. Se

poate utiliza pentru realizarea construcțiilor civile (cu garaje la subsol), celulelor de mină, canalizare, etc.

### 2.3.5 Aspecte economice privind prefabricarea fundațiilor continue în URSS

Experiența acumulată de către specialiștii sovietici în domeniul fundațiilor prefabricate la clădirile de locuințe, a permis și conturarea unor aspecte tehnico-economice semnificative.

Pentru o expunere mai ușoară a problemelor se face apel la comparația tehnico-economică a diferitelor tipuri de fundații. Conform fig. 2.9, tipurile de fundații luate în considerare sînt:

- tipul I - fundație din beton cicloplan;
- tipul II - fundație din blocuri prefabricate mici cu goluri;
- tipul III - fundație din blocuri prefabricate mici înguste;

- tipul IV - fundație din panouri mari clesonate;

Indicatorii comparativi, în special consumul de manoperă, al acestor fundații s-a calculat ținîndu-se seama de condițiile de lucru în construcții pentru orașul Minsk (URSS) și au fost prezentate în tabelul 2.2.

Din analiza tuturor indicatorilor tehnico-economici, rezultă a-

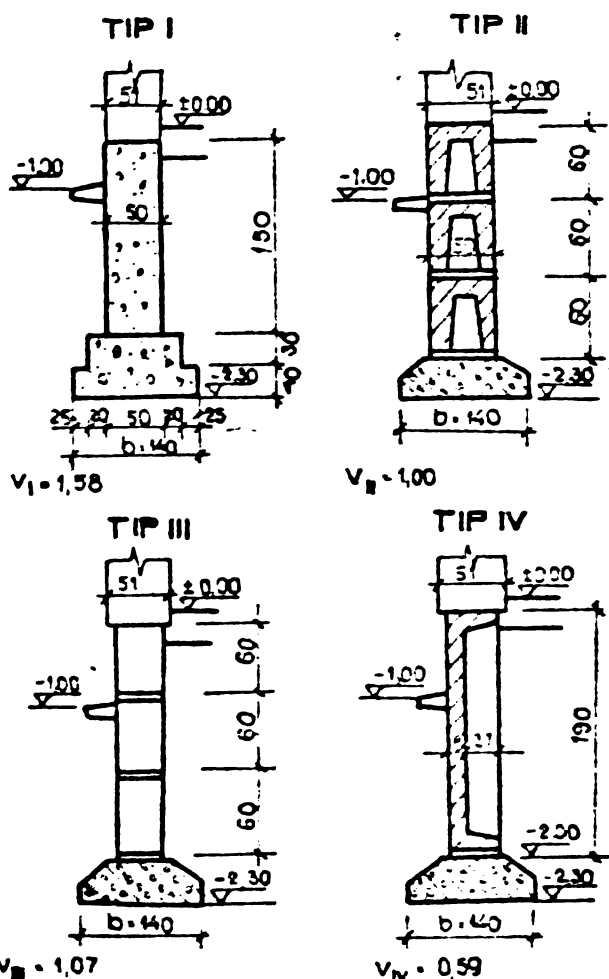


Fig. 2.9 Fundații de diferite tipuri, compararea volumelor pe 1 ml

Tabelul 2.2

Indicatori la 1 ml de fundație	U.M.	Tipul fundației			
		I	II	III	IV
Grosimea raportată a elevației	cm	50	37	38	19
	%	100	74	76	38
Grosimea raportată a tălpii	cm	59	30	30	23
	%	100	51	51	39
Volumul la 1 ml fundație	m <sup>3</sup>	1,58	1,00	1,07	0,53
	%	100	63	68	37
Consum metal	kg	0	7,8	7,8	14,4
Consum de material lemnos	m <sup>3</sup>	0,02	0,01	0,01	0,005
Greutatea materialelor și a elementelor de construcție	tone	3,64	3,02	2,58	1,47
	%	100	83	74	40
Consumul de muncă total (proiect tip 1-447-2)	zile om	1,71	1,29	1,25	1,04
	%	100	75	73	61
Numărul de elemente prefabricate pentru o secțiune	bucați	0	118	118	45
	%	0	100	100	39

vantaje indiscutabile, la ultimul tip de fundație. Astfel, în comparație cu fundația din beton ciclopian, volumul este redus la aproape o treime, iar consumul de muncă este redus la 61%.

În comparație cu fundațiile din blocuri mici, cele din panouri mari duc la o reducere de 1,7 ori a volumului și o reducere de 20% a consumului de muncă.

Un indicator esențial al fundațiilor din panouri mari, îl constituie de asemenea micșorarea numărului de elemente de prefabricate de 2,5 ori în comparație cu fundațiile din blocuri. Acest lucru nu numai că ieftinește lucrările de montaj, dar totodată îmbunătățește rezistența și proprietățile de izolare ale panourilor de fundație.

Situația consumului de muncă pentru executarea diferitelor tipuri de fundații este conturată și mai bine în graficul din fig. 2.10; din acest grafic rezultă că fundațiile din panouri mari necesită un volum de muncă scăzut față de alte tipuri de fundații.

Toate aceste caracteristici pozitive ale variantei principale (fundație din panouri mari) sînt însoțite de un consum de material sporit comparativ cu alte tipuri de fundații (de exemplu față de fundațiile din blocuri, consumul de metal este de cea 1,8 ori mai mare). Eforturile depuse în acest sens au dus la realizarea fundațiilor din panouri mari cu aceeași cantitate de muncă ca și fundațiile din blocuri mici.



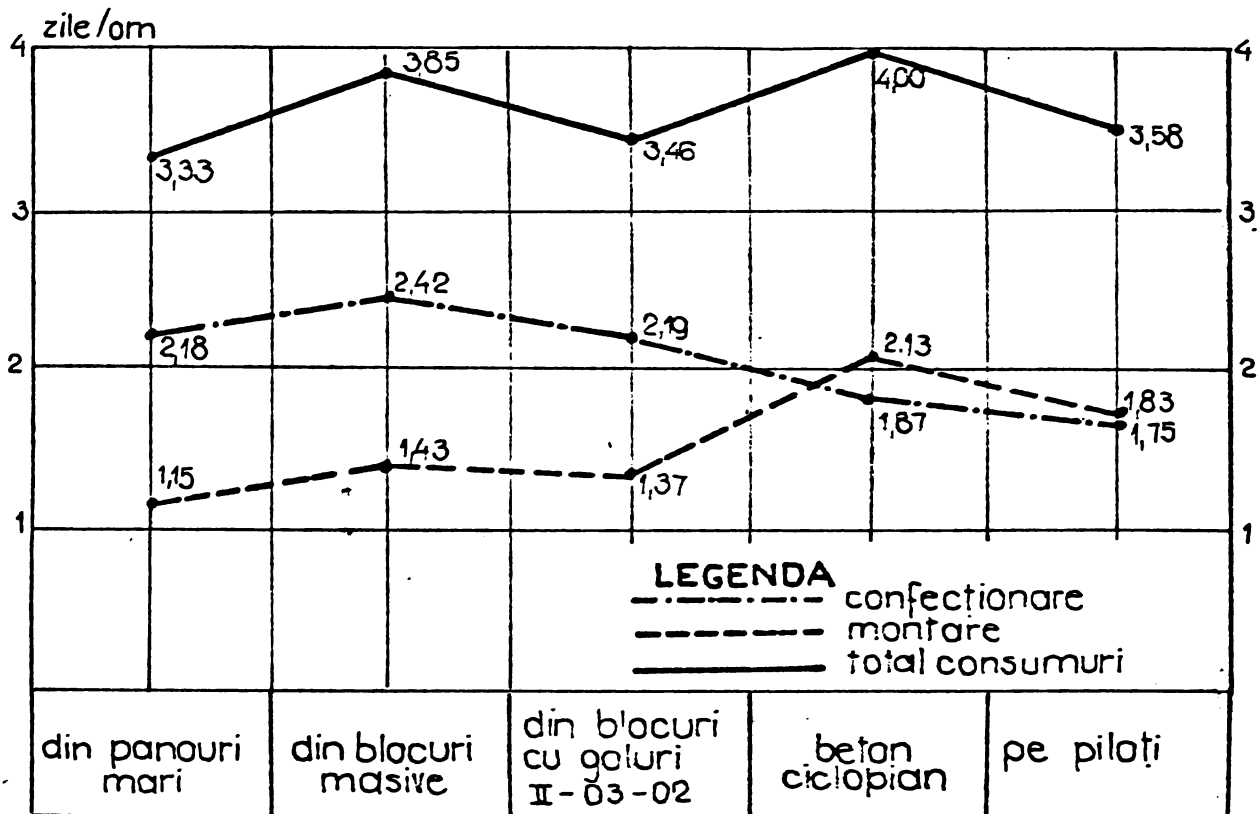


Fig.2.10 Consumurile de manoperă pentru execuția fundațiilor de diverse tipuri, pentru clădiri cu cinci niveluri (după datele Comitetului de Stat pentru Construcții al URSS).

Asadar, fundațiile din panouri mari prezintă avantaje economice considerabile față de celelalte tipuri de fundații, iar din punct de vedere tehnologic acestea prezintă soluții avantajoase; se poate spune că în viitor ele vor ocupa un loc de frunte în domeniul industrializării fundațiilor.

### 2.3.6 Fundații continue prefabricate folosite în Franța

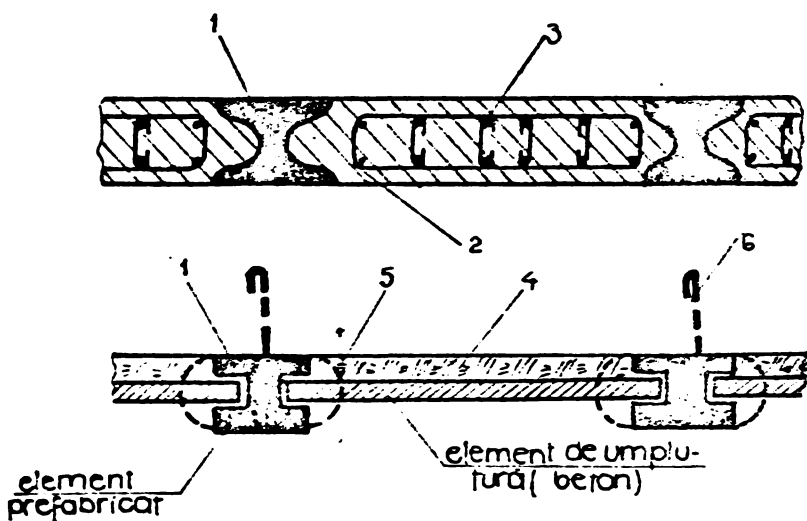
În Franța pe o serie de șantiere de pe malul Senei s-au realizat mai multe clădiri de locuințe unde s-au utilizat pereți prefabricați de tip Panasol (ex. clădirea La Tour Blanche are două subsoluri cu lungimea desfășurată a pereților de 590 m și adâncimea de 22 m/62/).

Elementele prefabricate sînt executate din beton armat de forme și dimensiuni corespunzătoare. Pot avea forme variate și dimensiuni în funcție de capacitatea utilajelor de ridicat. În fig.2.11 se arată câteva tipuri de elemente prefabricate care pot să intervină ca perete de susținere asociat cu elementele de construcție de natură diferită /62/.

Prin folosirea pereților prefabricați îngropați în teren se obțin avantaje privind siguranța construcțiilor și calitate superioară. Dificultatea constă în îmbinarea și fixarea în teren a elementelor

prefabricate. Săparea tranșeei se face sub protecția unui amestec format din trei compuși: apă, bentonită și ciment formând un mortar fluid /62/. Primele lucrări realizate în Franța au fost în anul 1970 la Paris.

Un perete prefabricat îngropat în teren poate asigura trei funcții: de susținere, portant, de etanșare; poate îndeplini funcții simple



sau combinate. Încercările făcute "in situ" au pus în evidență teșări cuprinse între 1-3,5 m.

Gradul înalt de industrializare, funcțiile complexe pe care le îndeplinesc (susținere, etanșare, portantă) și avantajele economice, au determinat pe constructorii francezi să extindă folosirea pereților Panasol și la alte construcții, conturându-se ca o soluție de perspectivă.

Fig.2.11 Pereți prefabricați de tip Panasol (Franța): 1- îmbinare prefabricată; 2 - perete monolit; 3 - carcasă armată; 4 - element de umplutură; 5 - mortar monolitizare; 6 - tirant.

strucții, conturându-se ca o soluție de perspectivă.

### 2.3.7 Fundații continue prefabricate folosite în R.P.Ungaria

În R.P. Ungară odată cu intrarea în funcție a fabricilor de prefabricate s-a extins ideea prefabricării totale asupra clădirilor de locuințe și sociale /140/.

În conformitate cu cerințele industrializării prin prefabricare, colectivele de proiectare au conceput elemente prefabricate de diferite dimensiuni, conform modulării clădirilor cu structura din panouri mari prefabricate: lungimi de 2,70-3,60 m, înălțimi de 2,25-2,65-3,05 m și grosimea de 20 cm. În panouri sînt prevăzute goluri necesare trecerii conductelor, iar pentru elementele marginale s-a prevăzut și un strat termoizolator. Planșeul "cotei zero" este identic cu planșeele nivelurilor curente.

Soluția a fost folosită la realizarea clădirilor înalte pe terenuri slabe. În acest caz, elementele componente ale infrastructurii sînt (fig.2.12):

- piloți prefabricați prevăzuți la intersecția axelor construcției;
- grinzi din beton turnat monolit sau grinzi prefabricate;
- panourile de elevație;

În urma executării unor clădiri înalte cu sistemul combinat cu

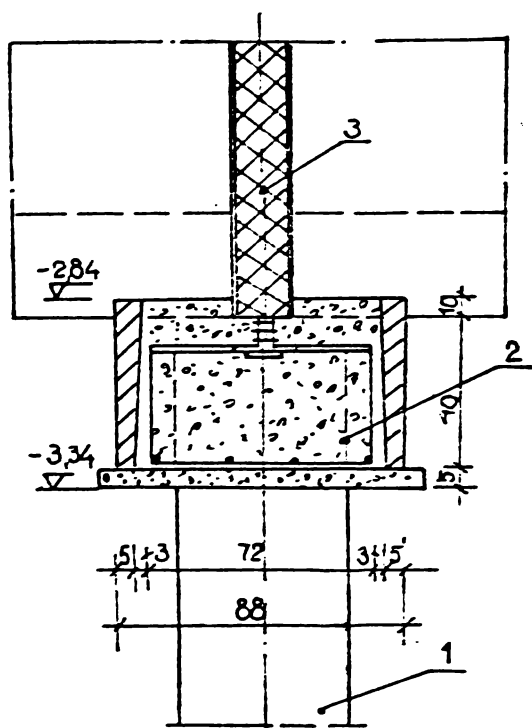


Fig. 2.12 Sistem de fundații prefabricate (R.P.U.):  
1 - pilot prefabricat;  
2 - grindă din beton turnată monolit;  
3 - panou de elevație.

piloți și panouri prefabricate pentru elevațiile fundațiilor, se poate spune că timpul de execuție se reduce cu 50%, se diminuează și forța de muncă, crește producția fabricilor de prefabricate cu 7-8%, crește calitatea lucrărilor executate (siguranța construcțiilor). Rezultatele experimentale executate în scară naturală au pus în evidență comportarea foarte bună a sistemului constructiv.

#### 2.4 Realizări privind prefabricarea fundațiilor continue în țara noastră

##### 2.4.1 Fundații alcătuite din blocuri din beton pentru tălpi și panouri mari prefabricate pentru elevații (I.P.J. Sibiu, 1973)

În cartierul de locuințe "Hipodrom" din Sibiu, s-au folosit fundațiile realizate din elemente prefabricate, la un bloc de locuințe cu P+4E. Soluția utilizată /101/, bazată pe un studiu anterior efectuat în 1972, 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. 2.13). Panourile pentru elevație sînt pline sau prevăzute cu goluri pentru trecerea instalațiilor. Dimensiunile blocurilor și panourilor au fost determinate pe considerentul ca greutatea lor să nu depășească 5 tone; s-a urmărit de

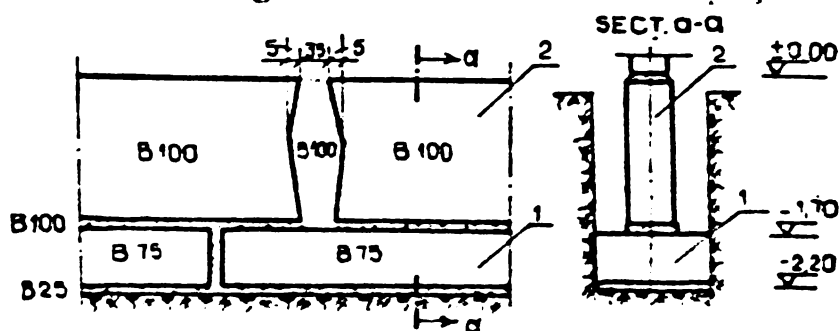


Fig. 2.13 Fundații prefabricate (Sibiu, 1973)

asigurată prin monolitizarea rosturilor 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 cca 300 m de șantier.

În cartierul de locuințe "Hipodrom" din Sibiu, s-au folosit fundațiile realizate din elemente prefabricate, la un bloc de locuințe cu P+4E. Soluția utilizată /101/, bazată pe un studiu anterior efectuat în 1972, 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. 2.13). Panourile pentru elevație sînt pline sau prevăzute cu goluri pentru trecerea instalațiilor. Dimensiunile blocurilor și panourilor au fost determinate pe considerentul ca greutatea lor să nu depășească 5 tone; s-a urmărit de asemenea, ca rosturile verticale de monolitizare a elevației să fie decalate față de rosturile verticale ale tălpii fundației.

Conlucrarea panourilor din elevație este

asigurată prin monolitizarea rosturilor 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 cca 300 m de șantier.



Soluția aplicată a permis realizarea unei reduceri a consumului de beton de cca 28% și a prețului de cost cu 5+10% față de varianta de fundație monolită, însă consumul de oțel a rezultat ceva mai mare /101/.

Fundațiile (tălpile) și elevațiile unui tronson de bloc (dimensiunile tronsonului de cca 23 x 11 m) pot fi montate în 3 zile.

#### 2.4.2 Fundații alcătuite din tălpi monolite și elevații din panouri casetate prefabricate (Catedra de Drumuri și Fundații, 1974)

În urma studiilor și experimentărilor din Catedra de Drumuri și Fundații din Timișoara s-a proiectat și realizat în colaborare cu T.C. M.T., pentru prima dată în țară (1974) o soluție de mare productivitate privind prefabricarea elevațiilor la clădirile de locuit cu P+4E cu structura din panouri mari, pentru zone seismice de gradul 6 și 7 pe scara MKS. Soluția realizată a constituit și obiectul unui brevet de invenție /106/.

Structura de rezistență a fundațiilor continue este alcătuită din talpă rigidă, executată monolit (adaptată la natura terenului de fundare din condiția de capacitate portantă) și elevații din panouri mari casetate dispuse în lungul axelor longitudinale și transversale ale construcției (fig.2.14).

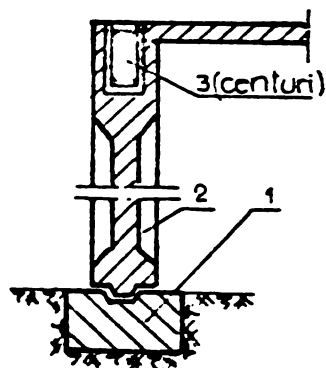


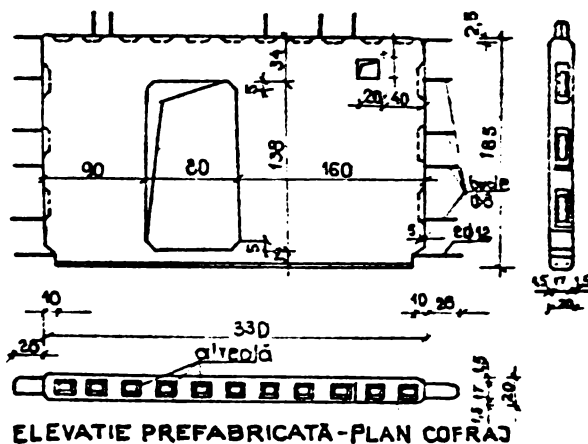
Fig.2.14 Elevații prefabricate (C. D.F., 1974): 1-talpă monolită; 2-elevație pref.; 3-centură cota zero.

La turnarea tălpii fundației se realizează o renură (șanț trapezoidal) în vederea conlucrării cu pancurile de elevație. Montarea panourilor de elevație se face pe un mortar de poză proaspăt turnat de marcă M 100. Panourile au formă casetată cu rezemare pe o lățime de 30 cm în cazul zonelor seismice de gradul 7 și pe o lățime de 25 cm în zonele seismice de gradul 6 MKS. Înima panourilor are grosimea de 15 cm. În cazul când lungimea depășește 3 m s-au mai prevăzut intermediar nervuri verticale de aceeași grosime cu cele marginale. La partea superioară panourile sînt prevăzute cu un canal dreptunghiular cu dimensiunile de 20 x 25 cm, pentru realizarea centurii de la cota zero (fig.2.14). Armarea panourilor casetate s-a făcut din condiții de manipulare, transport și contracția betonului. Nervurile de pe contur au fost armate cu bare independente legate cu etrieri, iar zona de mijloc cu două plase sudate (3 x 100/3 x 100) prevăzute pe cele două fețe, acestea împreună cu barele de contur formează o carcasă spațială foarte rigidă. Buiandrugi de deasupra golurilor de circulație au fost armați suplimentar cu cîte două bare  $\phi 12$  mm. Atît panourile interioare

cît și cele exterioare au fost prevăzute cu goluri pentru trecerea conductelor. Greutatea maximă a unui prefabricat nu a depășit 50 KN. Soluția de panou casetat pentru elevație permite o distribuție rațională a materialului.

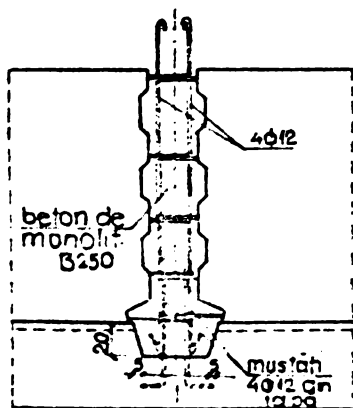
Cercetările experimentale efectuate în scară naturală au pus în evidență o comportare foarte bună sub încărcări normate și de calcul a fundațiilor realizate în această variantă /144/. Pe parcursul încercărilor nu au apărut fisuri nici în îmbinări și nici în panourile casetate.

Din analiza rezultatelor tehnico-economice, comparativ cu varianta monolită, au rezultat următoarele:



- consumul de material lemnos se reduce cu 82%;
- consumul de ciment a scăzut cu 6%;
- durata de execuție a infrastructurii în această variantă se reduce de cca 3-ori;
- volumul de manoperă folosit pe șantier s-a redus de cca 3,4 ori etc.

#### 2.4.3 Fundații alcătuite din tălpi monolite și elevații din panouri plane (IPROTIM, 1975)



MONOLITIZARE VERTICALĂ ÎNTRE ELEVATII

Fig.2.15 Elevații prefabricate (soluția IPROTIM, 1975)

de locuințe amplasate pe terenuri normale, reprezentînd o variantă bine studiată /92/.

În această variantă infrastructura se compune din următoarele (fig.2.15): talpa fundației executată monolit la fața locului, adaptîndu-se la natura terenului și la adîncimea de fundare particularizată pe obiect și panouri prefabricate cu secțiune constantă. Continuitatea tălpii fundației cu elevația este asigurată prin prevederea unor sîmburi din beton armat amplasați la intersecția diaframelor, în intersecții în care se îmbină și panourile prefabricate pentru elevații. La partea superioară a tălpii de fundație se execută un profil

adînc de 6 cm în care să se așeze la montaj baza panoului, într-un strat din mortar de poză proaspăt așezat, marca M 100 și care să refuleze pe lîngă panou datorită greutatei proprii a acestuia. Elevația subsolului tehnic este realizată din panouri mari care asigură continuitatea diafragmelor suprastructurii pe înălțimea subsolului atît pe direcția transversală cît și pe cea longitudinală. Aceste diafragme formează o structură cu comportarea apropiată pe ambele direcții la sarcinile verticale și la sarcinile orizontale provenite din vînt și seism. Dispoziția în plan a diafragmelor transversale este simetrică, iar distribuția încărcărilor este aproximativ uniformă. Transmiterea sarcinilor verticale s-a considerat axială, prin diafragme și prin fundații. În această soluție infrastructura este realizată ca o cutie rigidă pe ambele direcții, capabilă să preia șocul seismic.

Înălțimea panoului prefabricat de elevație a fost de 1,83 m și se include în centura capătului superior, fiind baza de rezemare la montaj a elementelor de planșeu peste subsol. Acest fapt permite realizarea planșeului de la cota zero imediat ce montajul infrastructurii este terminat. Lungimea panourilor este în funcție de distanțele interax de la suprastructura clădirii. Grosimea este de 20 cm cu fețele lise și marginile cu amprente și mustăți de legătură.

În cîmpul panourilor de elevație sînt lăsate goluri pentru trecerea conductelor de instalații. Fețele laterale de îmbinare au fost prevăzute cu alveole și mustăți  $\varnothing 12$  pentru preluarea lunecărilor din îmbinările verticale. Partea inferioară a panoului este dreaptă, lunecările ce apar în îmbinare fiind preluate prin frecare și prin stîlpișorii de monolitizare de la intersecția axelor, calculați ca atare. Panourile prefabricate se îmbină numai în noduri, la intersecția axelor longitudinale și transversale, prin monolitizarea îmbinărilor.

Soluția cu elemente plane pentru elevații se mai utilizează și la Piatra Neamț /153/ și București /52/.

#### 2.4.4 Fundații alcătuite din tălpi monolite și elevații prefabricate din elemente spațiale deschise (I.P. Cluj-Napoca și ICPRCM Iași, 1979)

O etapă nouă o constituie introducerea soluției de prefabricare a elevațiilor din elemente spațiale cu contur deschis, realizate de către Institutul Politehnic Cluj-Napoca și Institutul de Cercetări și Proiectări Iași /52/, /126/.

Soluția constă în principal din realizarea unor elemente, moduli spațiali (L, T și X), alcătuite din însăși intersecția pereților și decalarea îmbinărilor elementelor de la intersecția pereților în cîmpul lor (fig. 2.16, fig. 2.17). În acest caz infrastructura blocului se compune din următoarele elemente /126/ (fig. 2.17):

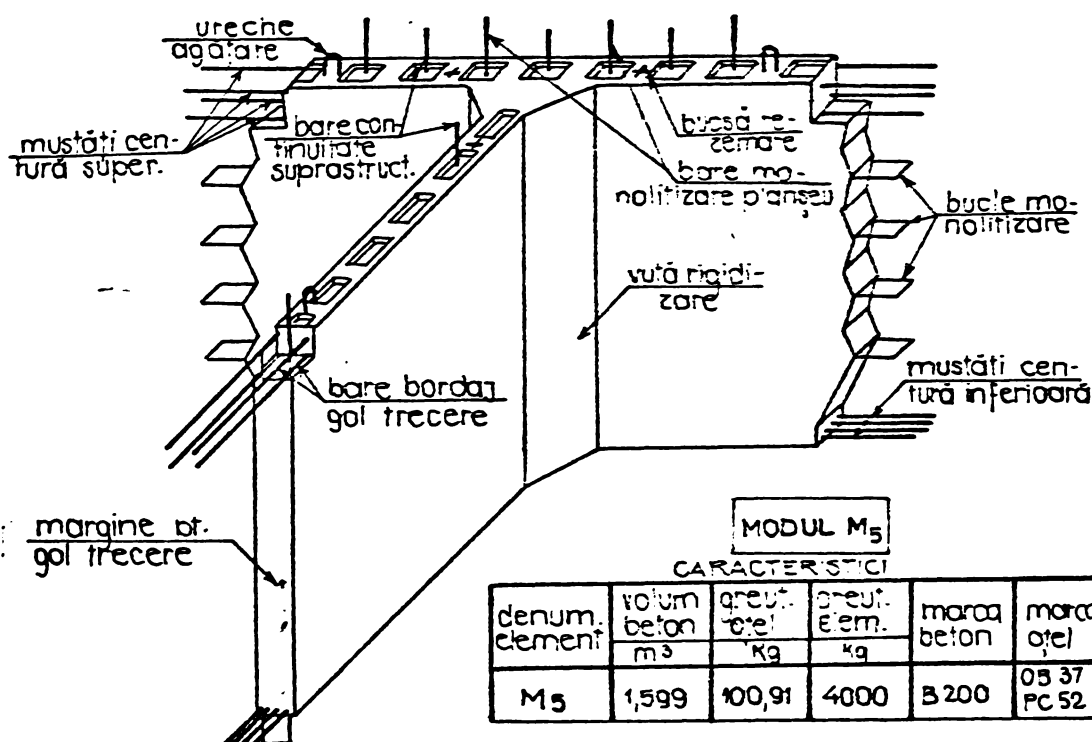


Fig. 2.16 Element prefabricat spațial deschis de tip "T"

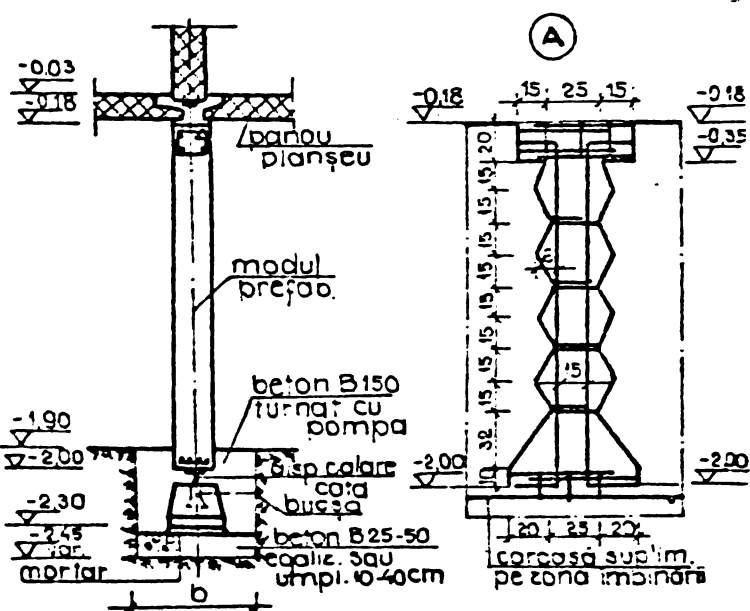


Fig. 2.17 Secțiune verticală prin infrastructură și detaliu de îmbinare curentă

zonele laterale ale nodurilor și barelor orizontale. La partea superioară și inferioară au fost dispuse carcasse plane realizând două centuri cu continuitate și în dreptul îmbinărilor în centura superioară prevăzându-se și bare de monolitizare a îmbinării orizontale de la nivelul planșeului.

Imbinarea 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 carcasse care leagă bucele elementelor spațiale folosite pentru elevații, mergând continuu până în

- talpa fundației, realizată din beton monolit turnat direct în săpătură;

- elevația prefabricată (pereții subsolului), realizată din elemente prefabricate cu secțiune deschisă, îmbinate în câmp;

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

Pentru armarea elementelor spațiale s-au folosit carcasse plane dispuse pe contur și în



talpa fundației. Se realizează în felul acesta o legătură puternică între toate elementele componente ale infrastructurii și o rigiditate sporită.

Eforturile orizontale sînt preluate prin frecare între elevații și tălpi și prin rezistența la forfecare a penelor de beton din dreptul zonelor de monolitizare.

Soluția de prefabricare a infrastructurii în varianta tălpii monolite și elevații spațiale /52/, /126/, a fost aplicată de către Institutul Politehnic Cluj-Napoca la realizarea unor blocuri de locuințe în orașul Bistrița-Năsăud și de către ICPROM Iași în cartierele Galata, Nicolina și Metalurgiei.

## 2.5 Concluzii

Din studiul diferitelor sisteme constructive pentru realizarea fundațiilor prefabricate analizate, rezultă următoarele concluzii:

1. Diversitate a soluțiilor și utilizare de masă există numai în URSS, în rest sînt preocupări numai pentru prefabricarea elevațiilor;

2. Nu se manifestă o tendință de utilizare cu precădere a unui anumit sistem de prefabricare;

3. Satisfacerea cerințelor cantitative și calitative mereu crescînde în domeniul construcțiilor, generate de progresul tehnic, se realizează prin adoptarea unor procedee industriale, prin organizarea producției de serie precum și prin asigurarea din fabrică a unor elemente de calitate superioară pentru reducerea manoperei pe șantier;

4. În cele mai multe cazuri punerea în operă a materialelor și asamblarea prefabricatelor este asigurată de echipe specializate fapt care conduce la o calitate superioară a execuției construcțiilor;

5. Geometria fundațiilor este asemănătoare la fundațiile prefabricate cu aceea a fundațiilor monolite;

6. Modularea elementelor ca urmare a cerințelor de industrializare se manifestă cu precădere asupra formelor volumetrice simple, fără denivelări pe verticală sau variații dimensionale în plan;

7. Se acordă o importanță maximă cerințelor de industrializare a execuției pe șantier prin introducerea consumului de manoperă a lucrărilor "cotei zero" la minim posibil. Astfel, se consideră o tendință în direcția măririi pieselor prefabricate și deci a reducerii volumului de îmbinări la șantier și adoptarea unor tipuri de îmbinări simplificate dar care necesită o mare precizie de execuție a montajului;

8. Obținerea unei eficiențe economice este în funcție de condițiile preponderente impuse de specificul economiei naționale proprii și de structura construcției;

9. Pe linia reducerii consumului de oțel-beton se manifestă preocupări continue în URSS și în țara noastră:

10. Folosirea fundațiilor prefabricate duce la avantaje maxime la clădirile cu suprastructura prefabricată din panouri mari sau elemente spațiale.

✖

✖ ✖

Pe baza soluțiilor de prefabricare a fundațiilor continue din țară și din străinătate, se vor prezenta în continuare studiile teoretice, cercetările experimentale și realizările privind un nou sistem de prefabricare a fundațiilor (tălpi și elevații), pentru clădirile de locuințe cu pereți portanți.

### 3. CONSIDERATII ASUPRA DETERMINARII PRESIUNII DE CONTACT CONSTRUCTIE-TEREN IN CAZUL INTERACTIUNII STATICE

#### 3.1 Aspecte generale și stadiul problemei

Direcția principală de industrializare a construcțiilor de locuit, în viitor ca și în anii precedenți, rămâne realizarea blocurilor din panouri mari, care răspund complet la rezolvarea problemelor de bază pentru scurtarea termenelor (mărirea productivității muncii), reducerea volumului de manoperă și scăderea prețului de cost, cu un consum de energie acceptabil (față de sistemele spațiale).

În ultimul timp un volum tot mai mare de clădiri din panouri mari se realizează pe terenuri compresibile (argile neconsolidate, nisipuri afânate, umpluturi neomogene, löess etc.), știut fiind că mai ales în cazul löessurilor, ca urmare a umezirii accidentale a terenului de fundare, apar tasări diferențiate mari.

Deformațiile neuniforme ale terenurilor de fundare compresibile provoacă în structura clădirilor, în special la cele cu rigiditate spațială mare, solicitări suplimentare importante care conduc uneori la deteriorarea acestora, făcându-le impropriei exploatării.

Realizarea clădirilor de locuit, social-culturale și industriale pe terenuri deformabile ridică o serie de probleme tehnico-economice care pot fi rezolvate în mod satisfăcător numai pe baza unei juste aplicări a studiilor și cercetărilor noi din domeniul mecanicii construcțiilor, mecanicii pământurilor și fundațiilor.

Necesitatea de a construi cât mai economic și rapid, păstrînd aceleași condiții de siguranță și exploatare normală, a dus la elaborarea unor metode și procedee noi de calcul pentru structură și pentru terenul de fundare, aspecte ce se vor prezenta în capitolul de față.

În stadiul actual de proiectare a construcțiilor amplasate pe terenuri deformabile, conform căruia structura, fundația și terenul sînt în mod convențional tratate și calculate ca elemente independente, de personal specializat diferit, -proiectant de structură și geotehnician-, a generat o situație care poate conduce la o proiectare neeconomică a structurilor și fundațiilor, sau la subdimensionarea lor, cu consecințe corespunzătoare /44/.

Problema interacțiunii statice construcție-teren de fundare, face parte din categoria problemelor de contact, fiind deosebit de importantă și constituie una din preocupările actuale ale specialiștilor. "Importanța ei se datorește faptului că distribuția presiunii reactive pe suprafața de contact este cea care determină eforturile din struc-

turii și fundație, deci cantitatea și dispunerea armăturii în elementele construcției, dimensiunile lor, tasările și deplasările orizontale, adică tot ce influențează securitatea în exploatare și eficiența economică" /44/.

Deci, fără luarea în considerare a interacțiunii statice dintre construcție și terenul de fundare, nu se poate vorbi de calculul la starea limită de deformație sau starea limită de rezistență, nici pentru terenul de fundare și nici pentru elementele de rezistență ale construcției. Dar complexitatea și multitudinea aspectelor pe care le prezintă interacțiunea statică construcție-teren de fundare, numărul mare de parametri și factori caracteristici pentru fiecare element al ansamblului structură, fundație și teren care intervin și care trebuie determinați experimental, ca și greutatea ce apar în soluționarea teoretică a oricărei probleme de contact, au făcut ca rezolvarea ei să fie efectuată doar pentru o serie de cazuri particulare și nu totdeauna cu un acord mulțumitor între rezultatele teoretice și experimentale /44/. În orice problemă de interacțiune statică intervin, în principal următorii factori: mărimea încărcărilor exterioare; rigiditatea și gradul de nedeterminare statică a structurii; geometria și distribuția materialului în structură; forma, dimensiunile și adâncimea fundațiilor; caracteristicile de deformabilitate ale masivului de pământ; raportul  $L/E_0$ ; rigiditatea construcției/ rigiditatea terenului de fundare; stratificarea amplasamentului; caracteristici visco-elastice etc.

Metodele clasice introduc o serie de ipoteze simplificatoare și dau soluții pentru construcții cu forme geometrice simple. Numărul mare de lucrări de specialitate se explică prin diferențele mari obținute între rezultatele teoretice și experimentale pentru distribuția presiunii reactive pe suprafața de contact în care s-a încercat punerea lor de acord, autorii propunând fie îmbunătățirea modelului de calcul adoptat pentru terenul de fundare, fie noi modalități de rezolvare a ecuației de interacțiune. În ciuda numărului mare de lucrări efectuate și a cunoștințelor obținute în acest domeniu, problema modelului de calcul pentru terenul de fundație care să asigure o bună concordanță a rezultatelor, cu cele reale, rămâne încă nerezolvată. Este stabilit faptul că rezolvările simplificatoare, bazate pe utilizarea ipotezei Winkler pentru calculul presiunii reactive la clădirile din panouri mari, sînt acum considerate insuficiente.

În lucrările de sinteză ale lui Mustafaev A. (1979, 1980) /98/, /99/ sînt trecute în revistă studiile efectuate de A.S. Kalmanok (1956), D.A. Pitliuk (1960), B.A. Kosîtin (1963), Z. Bazant (1967) și A.S. Veinberg (1970), ce se referă la calculul clădirilor din panouri mari realizate pe terenuri tasabile.



În ultimul timp au început să apară o serie de idei privind lucrarea construcție-teren de fundare, considerînd atît terenul cît și construcția elemente deformabile și neomogene /44/.

În general, stadiul problemei de interacțiune statică construcție-teren este pus în evidență și de materialele ultimelor manifestări științifice de specialitate /1/, /8/, /11/, /15/, /21/, /28/. Astfel, "Simpozionul internațional de structuri inginerești amplasate pe pămînturi și roci" de la Sarajevo 1969- /1/, s-a ocupat în special de problema distribuției presiunii reactive pe suprafața de contact /2/, /3/, /4/, /5/, /6/, /7/, analizînd rezultatele teoretice și experimentale obținute și a diferențelor ce apar, cu sublinierea factorilor de influență. De asemenea sînt analizate metodele de calcul ale presiunii reactive pe suprafața de contact și metodele terenului de fundație care au stat la baza lor, evidențiindu-se avantajele și dezavantajele unora dintre ele. În tema C a simpozionului se prezintă o serie de aplicații practice și experiența dobîndită prin observații și măsurători efectuate pe clădiri reale. În 1972 Simpozionul de la Dresda /11/ a studiat influența rigidității structurilor asupra distribuției presiunii reactive pe suprafața de contact. În cadrul Congresului de la Moscova din 1973 /15/, făcîndu-se o trecere în revistă a stadiului actual al cercetărilor teoretice și experimentale, s-au evidențiat opiniile și modalitățile diferite, particulare, de rezolvare a problemei, remarcîndu-se că o vedere de ansamblu nu a putut fi încă realizată. În concluziile congresului se evidențiază că pentru dezvoltarea teoriilor și metodelor de calcul este necesar ca actualele modele să fie înlocuite cu altele mai realiste, ca modelul stratului compresibil sau modelul semispațiului elastic cu modul de deformare crescînd cu adîncimea, iar pentru introducerea lor în proiectarea curentă, să fie realizate programe de calcul în care trebuie să se ia în considerare ansamblul structură-fundație-teren, ca un tot unitar /44/.

La Congresul de la Stockholm 1981 /28/ au apărut o serie de idei privind interacțiunea statică construcție-teren cu considerarea deformațiilor plastice /29/, /30/, /32/. Prinderea factorului timp în calculul de interacțiune statică se lovește de dificultăți foarte mari din punct de vedere matematic. Pentru rezolvarea unor cazuri particulare de construcții s-au adoptat modele reologice simple, care nu prind fenomenul real. Acest aspect, probabil într-un viitor apropiat urmează să-și spună cuvîntul în cadrul problemei de interacțiune statică construcție-teren. Rezultatele comparative între modelele din domeniul elastic și cel viscoelastic cu considerarea factorului timp, au pus în evidență o diferență de cca 30% /44/, valoare ce se poate considera acceptabilă, avînd în vedere modelele de calcul adoptate pentru teren (Winkler sau Boussinesq), care reprezintă două cazuri extreme.

Metoda elementelor finite este unul din cele mai moderne proce-

dee de calcul variațional /44/, /51/. Conceptul său de bază fiind discretizarea mediului continuu analizat, prin care sistemul de ecuații al teoriei elasticității, cu un număr infinit de grade de libertate poate fi transformat într-un sistem finit de ecuații aproximative. Acest procedeu permite folosirea din plin a avantajelor pe care le oferă - în zilele noastre - posibilitatea utilizării calculatoarelor electronice.

Prin aplicarea metodei elementelor finite pentru rezolvarea problemei de interacțiune statică, la clădirile din panouri mari cu P+4 etaje, rezultatele obținute nu diferă mult de cele date prin aplicarea metodelor clasice, în același timp, pregătirea datelor, volumul mare de timp pentru calculator și prelucrarea ulterioară a rezultatelor obținute, fac ca această metodă să fie aplicată numai în cazuri deosebite.

Actualmente, problema interacțiunii statice construcție-teren conduce la determinarea distribuției presiunii reactive pe suprafața de contact, obținută prin rezolvarea ecuației diferențiale a fibrei medii deformată a grinzilor echivalente așezate pe mediu elastic, punându-se următoarele condiții:

1. condiția de echilibru între încărcarea  $q(x,y)$  transmisă de construcție terenului de fundare prin intermediul fundației și presiunea reactivă  $p(x,y)$ ;

2. condiția de egalitate a deformațiilor terenului de fundare și deformațiilor construcției (menținerea contactului între talpa fundației și suprafața terenului, în lungul suprafeței de contact, în timpul deformării solidare a ansamblului construcție-teren).

Diferența dintre distribuția încărcării transmise  $q(x,y)$  și cea a presiunii reactive pe suprafața de contact  $p(x,y)$ , se datorește rigidității și nedeterminării statice a construcției și este cu atât mai mare cu cât structura de rezistență (infrastructura plus suprastructura) este mai rigidă și are un grad de nedeterminare mai ridicat.

În principiu, rezolvarea problemei de calculare construcție-teren se conduce în felul următor:

1. Se cunoaște:

- $q(x,y)$  - încărcarea exterioară care acționează asupra construcției;
- geometria suprastructurii;
- tipul de fundație;
- natura și caracteristicile fizico-mecanice ale terenului de fundare;

2. Trebuie determinat:

- $p(x,y)$  - presiunea reactivă pe suprafața de contact;
- $w(x,y)$  - deformația suprafeței de contact;

3. Se stabilesc relațiile:

$$z(x,y) = f[q(x,y) - p(x,y)] - \text{ecuația liniei elastice a}$$

grinzii, conform metodei din rezistența materialelor;

$w(x,y) = F[p(x,y)]$  - deplasările terenului de fundare pe suprafața de contact conform metodelor din mecanica pământurilor sau modelul mecanic ales pentru teren;

4. Scrierea sistemului de ecuații:

$$\left. \begin{aligned} z(x,y) &= w(x,y) && \text{condiția de contact;} \\ p(x,y) &= q(x,y) \\ \int p(x,y) &= \int q(x,y) \end{aligned} \right\} \text{- condiții de echilibru;}$$

5. Rezolvarea sistemului de ecuații avînd ca necunoscute:

$p_i(x,y)$  - presiunea reactivă pe suprafața de contact, sau  
 $w_i(x,y)$  - deplasarea verticală a punctelor suprafeței de contact;

Pentru calculul de interacțiune statică între construcție și terenul de fundare, un rol determinant îl are modul în care este reprezentată comportarea masivului de pământ și a structurii de rezistență a construcției.

Aprecierea "răspunsului" terenului de fundare la încărcarea transmisă de construcție, se poate rezuma la obținerea unei expresii matematice care să redea fie deformarea suprafeței de contact, fie repartiția presiunii reactive pe această suprafață; aceste elemente caracterizează pe deplin "răspunsul" terenului la încărcări exterioare și permit dimensionarea fundațiilor și a suprastructurii.

După cum s-a precizat în stadiul interacțiunii statice construcție-teren, dificultatea cea mai mare constă în alegerea adecvată a modelului care să înfățișeze comportarea terenului de fundare. Acest model trebuie să fie precizat printr-un număr cît mai mic de parametri pentru a nu se complica desfășurarea calculului de interacțiune. Pe de altă parte, nevoia de a exprima în mod satisfăcător comportarea terenului, cere o reprezentare cît mai completă și din această cauză numărul de parametri crește foarte mult pentru o reprezentare riguroasă, complicînd nejustificat calculele. Soluția optimă trebuie căutată între cele două cerințe opuse, în așa fel încît să se obțină un model relativ simplu, care să concorde cît mai bine cu comportarea reală a terenului pe care-l schematizează.

o altă problemă complexă în rezolvarea interacțiunii statice între construcție-teren, este cea a determinării rigidității echivalente a grinzii cu care este asimilată construcția. Această problemă este funcție de tipul de construcție și va fi tratată într-un paragraf separat pentru clădirile cu structura de rezistență alcătuită din panouri mari.

Ultima problemă se referă la modul de rezolvare a ecuație de interacțiune statică pentru care în literatura de specialitate se găsesc o multitudine de soluționări, unele mai simple și directe, altele mai laborioase, legate de numărul de parametri introdusi în modelul ales pentru terenul de fundare etc.

### 3.2 Aprecierea rigidității echivalente a construcției

Din punct de vedere static, clădirile din panouri mari, pot fi privite ca structuri cu pereți plini sau cu goluri, formate din asamblarea de elemente plane prin legături elastice.

Legăturile dintre panouri sînt puse în evidență de o curbă efort-deformație, caracterizată de mai multe stadii de comportare: la eforturi mici de întindere pînă la distrugerea aderenței între betonul panoului de perete și betonul de monolitizare, elasticitatea elementelor de legătură este foarte mică și poate fi neglijată; la creșterea eforturilor în îmbinări datorită tasărilor neuniforme ale terenurilor de fundare, aderența betonului de monolitizare este distrusă, iar la granița lui apar fisuri concentrate. Relația între deformațiile și eforturile elementelor de legătură este practic liniară; prin creșterea în continuare a eforturilor, betonul de monolitizare și panourile se fisurează, iar relația tensiune-deformație în îmbinări, are un caracter neliniar.

La calculul clădirilor din panouri mari, la tasări neuniforme ale terenului de fundare, trebuie să se mențină în îmbinări relația tensiune deformație în mediul liniar, deci modulul de elasticitate se poate lua constant. Deci, înainte de apariția fisurilor în îmbinări, elementele de legătură care lucrează la întindere pot fi considerate nedeformabile, iar după apariția fisurilor ca liniar deformabile cu coeficienți de elasticitate constanți /44/.

În general, neuniformitatea tasării se caracterizează prin raportul dintre săgeata construcției și mărimea tasării medii, care depind de încărcare, natura terenului, dimensiunile și rigiditatea fundației și a construcției. Valoarea rigidității clădirii s-a dovedit independentă de particularitățile constructive ale pereților portanți (modulul de îmbinare a elementelor componente: zidărie, panouri) /98/, /99/, fapt ce a permis simplificarea calculelor.

Determinarea rigidității clădirilor din panouri mari, întâmpină greutăți din cauza evaluării influenței golurilor pentru ferestre și uși și a modulului de îmbinare a panourilor pentru pereți.

Calculul rigidității echivalente este foarte complicat și a făcut obiectul a nenumărate studii teoretice și experimentale /44/, /77/, /78/, /98/, /99/, /129/, /141/. De aceea se face o simplificare înlocuind sistemul component primar printr-un model continuu, de rigiditate echivalentă.



În majoritatea cazurilor practice rigiditatea în lungul construcțiilor (fundații, suprastructură) are loc după legi parțial continue. În aceste cazuri, pentru calcul, una din metodele matematice efective pentru descrierea legii de schimbare a lui  $EI(x)$  este folosirea întreruptorilor funcționali (funcții) /99/.

Un calcul comod (simplu) pentru determinarea rigidității la încovoiere l-a propus P.P.Saghin (1963) /141/. Potrivit acestei metode rigiditatea la încovoiere a sistemului perete-fundație, pentru structurile cu diafragme din cărămidă, blocuri mari și panouri mari, se determină

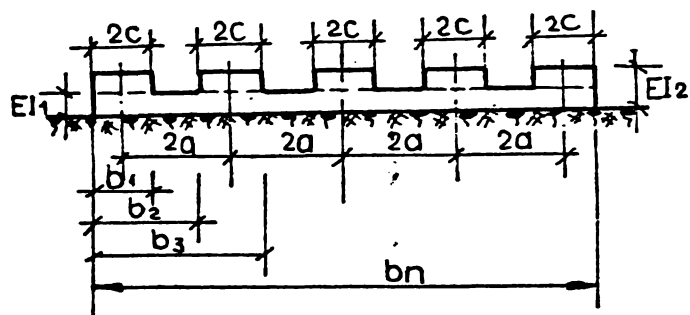


Fig.3.1 Variația în trepte a rigidității clădirilor din panouri mari

constantă determinată cu formula:

$$EI_{en} = 2E \frac{I_1 \cdot I_2}{I_1 + I_2} \quad (3.1)$$

unde:

$E$  - este modulul de elasticitate a betonului din pereți;

$I_1$  și  $I_2$  - reprezintă momentele de inerție a secțiunii clădirii în dreptul golurilor și între goluri;

M.Endele și I.Seinoga (1980) /59/, pentru cazul când numărul treptelor  $n \rightarrow \infty$ , determinarea lui  $EI_{en}$  se face cu formula:

$$EI_{en} = 2,13 E \frac{I_1 \cdot I_2}{I_1 + I_2} \quad (3.2)$$

B.Goschy (1980) /66/ determină rigiditatea totală a pereților longitudinali ( $EI_{en} = \text{constant}$ ) cu relația:

$$EI_{en} = \sum_{i=1}^n EI_i \quad (3.3)$$

unde:  $E$  este modulul de elasticitate al betonului din pereți;

$I_i$  - momentul de inerție al peretelui  $i$  în planul de încovoiere.

A.P.Psenicikin (1970) /129/ propune reprezentarea schematică a peretelui cu goluri, cu o grindă în trepte cu două rigidități  $EI_1$  și  $EI_2$  care corespunde secțiunilor prin goluri și prin plinuri (fig.3.1). Funcția rigidității este reprezentată cu ajutorul unei funcții discon-



tinui periodice cu perioada  $2a$ , primind o valoare constantă  $EI_2 - EI_1$  pe intervalul  $-c < x < c$  și egală cu  $EI_2$  în acest interval. În acest caz, funcția rigidității grinzii echivalente poate fi exprimată sub forma unui șir trigonometric:

$$EI(x) = EI_1 + 2\frac{c}{a}(EI_2 - EI_1)\left(\frac{1}{2} + \frac{a}{\pi c} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} \sin \frac{n\pi c}{a} \cos \frac{n\pi x}{a}\right) \quad (3.4)$$

Dacă distanța  $c$  în comparație cu  $a$  este neînsemnată, atunci folosim limita cunoscută:

$$\lim_{c \rightarrow 0} \left(\sin \frac{n\pi c}{a} : \cos \frac{n\pi c}{a}\right) = 1$$

Funcția rigidității poate fi reprezentată sub formă mai simplă:

$$EI(x) = EI_1 + \frac{EI_2 - EI_1}{a} \left(\frac{1}{2} + \sum_{n=1}^{\infty} \cos \frac{n\pi x}{a}\right) \quad (3.5)$$

$n = 1, 2, 3 \dots\dots\dots$

Expresii analoge se pot scrie pentru schimbarea rigidității la forfecare.

Rigiditatea sistemului "infrastructură-suprastructură" se determină prin formula:

$$EI = EI_P + EI_S \quad (3.6)$$

unde:

$EI_P$  - rigiditatea fundației (infrastructurii) și

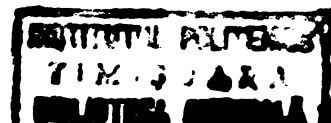
$EI_S$  - rigiditatea suprastructurii (pereților)

După cum se poate observa, toate relațiile de mai sus, pentru determinarea rigidității echivalente a construcției dau o importanță ridicată rigidității la încovoiere, deoarece nu iau în considerare deformațiile din forfecare. Formulele prezentate sînt aproximative, dar suficient de comode și apropiate de realitate pentru aplicarea lor în practică.

Mult mai exact, dar și mai laborios, determinarea rigidității generalizate, este făcută de B.A. Kosîtin (1963) /78/, metodă ce a fost adoptată în normele SM 321-65, care conduce la valori ceva mai mici ale rigidității la încovoiere, în comparație cu valorile date de relațiile de mai sus (3.1), (3.2), (3.3) și (3.4).

### 3.3 Metode de calcul pentru determinarea presiunii de contact

În principiu, metodele existente în literatura de specialitate, efectuează calculul construcțiilor din panouri mari asimilîndu-le cu grinzi pe mediu elastic, lungi sau scurte, determinînd rigiditatea echivalentă a lor și alegînd pentru terenul de fundare unul din modelele dezvoltate pe baza ipotezei Winkler sau Boussinesq. Deosebirea între aceste metode constă fie în modul de calcul a caracteristicii de rigiditate echivalentă a construcției, fie în modelul de teren utilizat sau în modul de rezolvare a ecuației diferențiale a fibrei medii deformată.



### 3.3.1 Calculul presiunii de contact la clădirile din panouri mari folosind ipoteza Winkler

A. Mustafaev /98/, /99/, rezolvă ecuația fibrei medii considerând rigiditatea și deformația clădirii variabile în lungul acesteia. Încărcările pot fi considerate și ele variabile. În caz particular, pentru clădirile din panouri mari, poate fi considerată uniform distribuită, egală cu toată încărcarea provenită din construcție împărțită la lungimea acesteia /27/, /98/, /99/. Originea sistemului de coordonate se consideră în capătul din stânga al grinzii (fig.3.2).

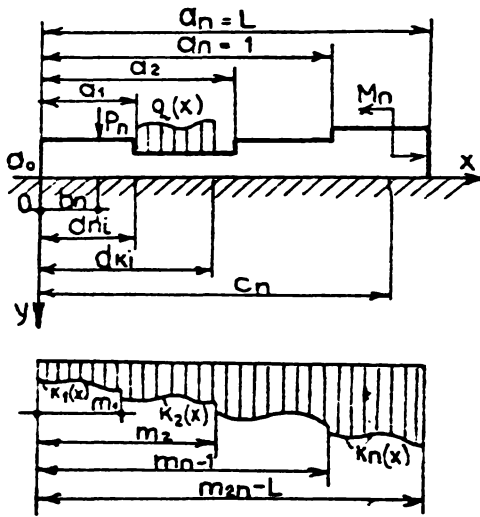


Fig.3.2 Schema de calcul a construcției în ipoteza coeficientului de pat

În domeniul elastic ecuația diferențială a curburii (fibre medii deformate) a grinzii echivalente studiate de A. Mustafaev /98/, folosindu-se pentru terenul de fundare de ipoteza lui Winkler, are forma:

$$\frac{d^2}{dx^2} \left[ E_b I(x) \frac{d^2 y(x)}{dx^2} \right] + \frac{d}{dx^2} \left\{ E_b I(x) \left[ \frac{\int_0^x (q(x) - k(x) y) dx}{G_b A(x)} \right] \right\} + k(x) y(x) = q(x) \quad (3.7)$$

Coeficienții  $E_b I(x)$ ,  $G_b A(x)$  și  $k(x)$  sînt variabili, în cazul general reprezintă funcții continue sau parțial discontinue.

Rezolvarea exactă a ecuației (3.7) este imposibilă pentru că soluția generală nu poate fi exprimată prin funcții elementare, de aceea pentru rezolvare se folosesc diferite metode aproximative.

Profesorul A. Mustafaev /98/, /99/ rezolvă ecuația (3.7) prin metoda aproximațiilor succesive, ajungînd în final la expresiile lui  $M, Q, p$  și a rotirii  $Q$  în secțiunea  $x$ .

Studiile efectuate de B.A. Kosîtin /78/ au arătat că din cauza elasticității îmbinărilor dintre panouri și din cauza deplasărilor secțiunilor la încovoire, rigiditatea unei clădiri din panouri mari este mult mai mică decît a unei construcții monolite din același material. Bazat pe aceste observații a elaborat o metodă aproximativă de determinare a caracteristicilor de rigiditate ale clădirii și stării de efort din elementele ei.

S.N. Alepikov /77/ prezintă o metodă ce se caracterizează prin simplitate și claritate în care se folosește modelul cu un singur coeficient de rigiditate variabil, neluîndu-se în considerare comportarea în timp a construcției și a terenului de fundare. Astfel, lungimea grinzii echivalente (cu care este asimilată clădirea) este împărțită într-un număr  $i$  de sectoare egale, înlocuind epura presiunii reactive cu o

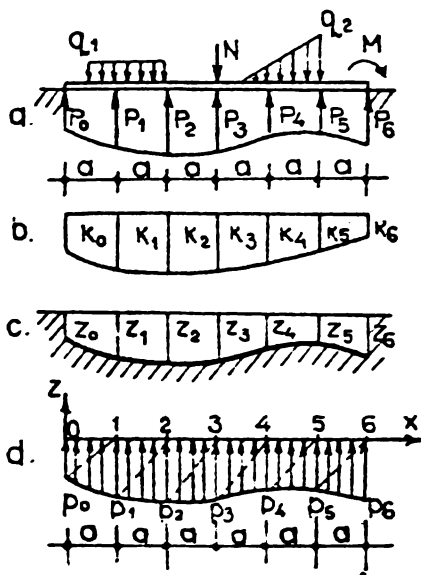


Fig.3.3 Schema de calcul fluența deformațiilor din forfecare se neglija construcției jează, dar pentru  $4 > L/H > 2$  ele trebuiesc luate în considerare.

În final se obține un sistem de ecuații în care intră caracteristicile de rigiditate generalizată  $E_b I_{en}$  și  $G_b A$  ale construcției și coeficienții de rigiditate ai terenului de fundare în lungul suprafeței de contact (v.fig.3.3). Cunoscând distribuția presiunii reactive pe suprafața de contact, se determină momentele încovoietoare generalizate și forțele tăietoare generalizate și starea de eforturi din masivul de pământ.

V.I.Lisak /85/ analizează interacțiunea statică la clădirile din panouri mari cu terenul de fundare neuniform compresibil, folosind un model de doi coeficienți de rigiditate variabili. Ia în considerare și influența duratei montajului clădirii, influența deformațiilor din curgere lentă ale betonului și curgerii lente a masivului de pământ.

Consideră construcția ca o grindă de rigiditate echivalentă încărcată cu o sarcină uniform distribuită  $q$ . Ecuația de interacțiune statică construcție-teren, are forma:

$$|E_b I_{en}| \frac{d^4 w(x)}{dx^4} - q - c(x)w(x) + h \frac{d^2 w(x)}{dx^2} \quad (3.9)$$

$$c(x) = c \left( 1 + \beta \cos \frac{\pi x}{L} \right) \quad (3.10)$$

în care:

$c$  - valoarea medie a primului coeficient de pat, care determină rigiditatea medie a terenului de fundare;

$\beta$  - coeficientul de variație al modulului de deformație sau rigiditate al terenului;

$L$  - semilungimea grinzii.

Primul coeficient caracterizează compresibilitatea terenului de fundare variabil în lungul grinzii, iar al doilea,  $h$ , proprietățile de repartiție ale terenului de fundare, considerat uniform pe lungimea

grinzii.

Analizând rezultatele calculului autorul ajunge la concluzia că - la stabilirea eforturilor din interacțiunea clădirilor din panouri mari de înălțime medie, cu terenul - particularitățile de deformare ale terenului de fundare, considerat ca masiv continuu coeziv, pot să nu fie luate în considerare.

Eroarea la determinarea tasării neuniforme, prin neluarea în considerare a proprietăților de repartiție, este cel puțin 10-15%. De aceea la calculele practice de cele mai multe ori se poate adopta un model de teren cu un singur coeficient de rigiditate. Valoarea medie a coeficientului de rigiditate al terenului se poate lua ca raportul dintre încărcare și tasarea medie dată de aceasta, conform normativelor, fără a se ține seama de influența rigidității fundației și structurii asupra redistribuirii sarcinilor. Considerarea celui de-al doilea coeficient de rigiditate este necesară în cazul clădirilor din panouri mari cu radier sau grinzi continue încrucișate, fundate pe straturi subțiri, puțin compresibile, sub care se găsesc pământuri slabe.

### 3.3.2 Calculul presiunii de contact la grinzile pe mediu deformabil în ipoteza semispațiului elastic (Boussinesq)

Pentru calculul presiunii de contact construcție-teren, în general pot fi folosite toate metodele de la grinzile elastice pe mediu elastic (deformabil).

În cele ce urmează vor fi prezentate principalele metode care folosesc pentru terenul de fundare modelul Boussinesq, întrucât în capitolul 4 al lucrării se va dezvolta un procedeu nou care are la bază metoda sistemelor static nedeterminate (Ohde-Jemocikin).

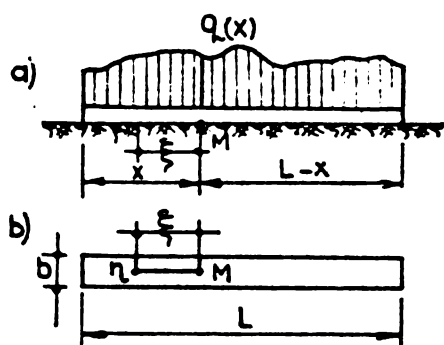


Fig.3.4 Grinda elastică pe mediu elastic

Rezultă:

$$w = \frac{1-\nu^2}{E t} \int_0^x \int_{-b/2}^{b/2} \frac{p(\xi) d\xi d\eta}{(\xi-x)^2 + (\eta-y)^2} + \frac{1-\nu^2}{E t} \int_x^{L-x} \int_{-b/2}^{b/2} \frac{p(\xi) d\xi d\eta}{(\xi-x)^2 + (\eta-y)^2} \quad (3.12)$$

Ecuția fibrei medii deformate are forma:

$$\frac{d^4 w}{dx^4} = \frac{q(x) - p(x)}{E b l e n} \quad (3.11)$$

În ecuația (3.11) pentru determinarea lui  $w$  se va folosi expresia generalizată de la ipoteza semispațiului (Boussinesq), care se particularizează pentru cazul când suprafața  $S$  este dreptunghiul unei grinzi obișnuite de dimensiuni  $L$  și  $b$  ( $b$  fiind foarte mic în comparație cu  $L$ , fig.3.4).

În aceste condiții ecuația (3.11) devine:

$$\frac{d^2}{dx^2} \left\{ \frac{1-\nu_t^2}{\pi E t} \left[ \int_0^x \int_{-b/2}^{b/2} \frac{p(\xi) d\xi d\eta}{\sqrt{(\xi-x)^2 + (\eta-y)^2}} + \int_0^x \int_{-b/2}^{b/2} \frac{p(\xi) d\xi d\eta}{\sqrt{(\xi-x)^2 + (\eta-y)^2}} \right] \right\} = -\frac{M(x)}{E b l e n} - \frac{q(x) - p(x)}{G b A} \quad (3.13)$$

sau:

$$\frac{d^4}{dx^4} \left\{ \frac{1-\nu_t^2}{\pi E t} \left[ \int_0^x \int_{-b/2}^{b/2} \frac{p(\xi) d\xi d\eta}{\sqrt{(\xi-x)^2 + (\eta-y)^2}} + \int_0^{L-x} \int_{-b/2}^{b/2} \frac{p(\xi) d\xi d\eta}{\sqrt{(\xi-x)^2 + (\eta-y)^2}} \right] \right\} = \frac{q(x) - p(x)}{E b l e n} \quad (3.14)$$

Ecuația (3.14) avînd ca necunoscută funcția  $p(x)$  este ecuația fundamentală a grinzilor (construcțiilor) pe mediu elastic dacă se adoptă ipoteza Boussinesq. Determinarea presiunii reactive se reduce în esență la rezolvarea ecuației integrodiferențiale (3.14).

Rezolvarea acestei ecuații pentru grinzile pe mediu elastic prezintă mari dificultăți matematice. După cum rezultă din literatura de specialitate /45/, /55/, rezolvarea ecuației (3.14) a fost făcută, prin serii, de G.E. Proktor (1922). Seriiile sînt, în general, slab convergente și nu dau precizia necesară calculului, rămînînd inaplicabile în practică. De aceea în literatură s-au dezvoltat o serie de metode aproximative cu posibilități de aplicare în proiectarea curentă. Diversele metode de rezolvare aproximativă, din literatura de specialitate, propuse pentru grinzile elastice, pe mediu elastic, pot fi grupate în:

- metoda sistemelor static nedeterminate, folosită de N.I. Jemocikin și P.A. Sînitin /73/, M. Kany /55/, J. Ohde /86/, S.N. Klepikov /77/, M. Endele și I. Seinoga /59/ ș.a.

- metoda polinoamelor, folosită de M.I. Gorbunov-Posadov /5/, L. Barden /43/, I.A. Simvulidi /133/ ș.a.

În cadrul primei grupe se pune condiția de contact într-un număr finit de puncte prin egalarea tasărilor și săgeților grinzii, iar în grupa a doua se pune condiția de contact pe toată lungimea grinzii, care exprimă reacțiunea mediului (terenului de fundare) sub forma unei serii, din care se iau un număr limitat de termeni ai căror coeficienți sînt determinați prin identificarea coeficienților puterilor egale ale lui  $\xi$  din ecuația tasărilor și săgeților.

Metodele de calcul propuse de diferiți cercetători se deosebesc una de alta în sensul mersului rezolvării, al sistematizării calcululelor, asigurînd o exactitate aproximativ egală și pe deplin satisfăcătoare pentru nevoile practice.

Observațiile făcute de M.I. Gorbunov-Posadov (1949) arată că prima categorie din aceste metode (care pun condiția de contact într-



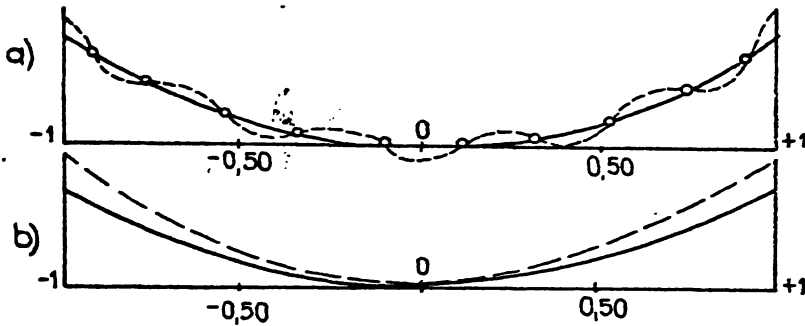


Fig.3.5 Schema diferențelor dintre deplasările verticale ale grinzii (linii pline) și tasările terenului (linii punctate), obținute prin soluții aproximative: pentru calculul deplasărilor grinzii propriuzise, iau în considerare numai influența momentului încovoietor (admit valabilitatea ipotezei lui Bernoulli) nu țin seama și de influența deformației produsă de forța tăietoare.

Pentru grinzile elastice pe mediu elastic de lungime medie ( $2 \leq L/H \leq 5$ ) și pentru grinzile pereți ( $L/H < 2$ ), influența deformației produsă de forța tăietoare capătă o importanță deosebită și nu mai poate fi neglijată la scrierea condiției de contact pentru determinarea reacțiunilor mediului de rezemare /55/, /77/.

### 3.3.3 Procedeul sistemelor static nedeterminate (Ohde-Jemocikin)

Pentru determinarea reacțiunii necunoscute  $p(x)$  din relația (3.14) se pune condiția de egalitate (identitate) a deplasărilor pe verticală ale grinzii și ale terenului de fundare, într-un număr finit de puncte, alese în lungul suprafeței de contact de lungime  $C$  și lățime  $b$  (fig.3.6).

Efectuînd o secțiune la nivelul suprafeței de contact dintre construcție și teren se poate spune că construcția (grinda echivalentă) este solicitată de sarcinile exterioare  $q(x)$  și reacțiunea terenului de fundare  $p(x)$ , iar terenul de fundare este încărcat cu presiunea construcției  $p(x)$ .

În esență problema s-a redus la rezolvarea unui sistem obișnuit static nedeterminat, necunoscutele reprezentînd reacțiunile din barele verticale ( $X_i = p_i \cdot b \cdot c_i$ ).

În cazul unei simetrii geometrice și de încărcare exterioară  $q(x)$ , încadrarea se introduce în secțiunea de la mijloc, pentru a calcula jumătate din structură. Pentru o încărcare oarecare  $q(x)$ , încadrarea se introduce la capătul grinzii.

În metoda mixtă de rezolvare a problemei, sistemul de ecuații de condiție și echilibru, folosind sistemul de bază din fig.3.6b, are forma:

$$v_i + w_i + v_0 + a_i = 0, \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (3.15)$$

$$\sum_{i=1}^n x_i = \sum P \quad (3.16)$$

$$\sum_{i=1}^n x_i a_i = \sum M \quad (3.17)$$

Sistemul are  $n+2$  necunoscute și s-au folosit următoarele notații:

$v_i$  - componenta verticală a deplasării punctului  $i$  de pe marginea inferioară a grinzii echivalente, în sistemul de bază acționat de sarcinile exterioare și necunoscutele static nedeterminate  $X_1, X_2, \dots, X_n$ ;

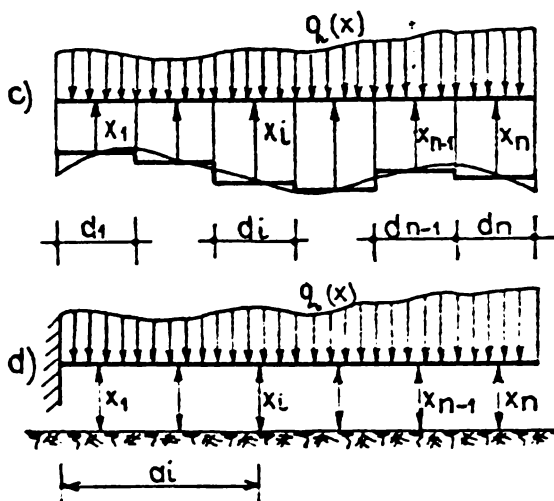


Fig. 3.6 Grinda echivalentă pe teren de fundare:  
a-diagrama înlocuitoare a reacțiunilor;  
b-sistemul de bază.

$w_i$  - deplasarea pe verticală a punctului  $i$  de pe suprafața terenului produsă de necunoscutele static nedeterminate  $X_1, X_2, \dots, X_n$ ;

$v_0$  - deplasarea relativă a extremităților barei  $i$  datorită tasării din încastrarea introdusă convențional;

$a_i$  - distanța de la încastrarea convențională pînă la punctul  $i$ ;

$a_i \varphi_0$  - deplasarea relativă a extremităților barei  $i$  datorită rotirii din încastrarea introdusă convențional;

$\sum P$  - proiecția după verticală a tuturor sarcinilor date;

$\sum M$  - momentul față de încastrarea convențională a tuturor sarcinilor

date.

În metoda mixtă, ecuațiile de condiție pot fi scrise în forma cunoscută din statica sistemelor de bază, ca suma deplasărilor pe  $d_i$  pe direcția necunoscutei  $X_i$  să fie nulă:

$$x_1 \delta_{i1} + x_2 \delta_{i2} + \dots + x_n \delta_{in} + v_0 + a_i \varphi_0 + \Delta_i p = 0$$

sau:

$$\sum_{j=1}^n \delta_{ij} x_j + v_0 + a_i \varphi_0 + \Delta_i p = 0 \quad (3.18)$$

În care s-a notat:

$\delta_{ij}$  - deplasarea relativă a extremităților barei  $i$  după direcția forței  $X_j$  a sistemului format din cele două părți, grinda echivalentă și terenul de fundare, produsă de o forță unitară aplicată în  $j$  pe direcția forței  $X_j$  (fig. 3.7)

$\Delta ip$ - deplasarea marginii inferioare a grinzii încastate din sistemul de bază, pe direcția lui  $X_i$ , produsă de forțele exterioare date;

Sistemul ecuațiilor de condiție și de echilibru poate fi scris sub forma:

$$\sum \delta_{i\gamma} X_\gamma + v_0 + a_i \varphi_0 + \Delta ip = 0 \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (3.19)$$

$$\sum_{\gamma=1}^n X_\gamma = \sum P \quad (3.20)$$

$$\sum_{\gamma=1}^n X_\gamma a_\gamma = \sum M \quad (3.21)$$

Dar  $v_0$  și  $\varphi_0$  sînt necunoscute, atunci se poate scrie:

$$v_0 = X_{n+1} \quad \text{și} \quad \varphi_0 = X_{n+2}, \text{ sistemul de ecuații se poate scrie}$$

condensat:

$$\sum a_{ij} X_j = b_i \quad ; \quad i = 1, 2, \dots, n+2 \quad (3.22)$$

unde:

$a_{ij}$  - este matricea coeficienților necunoscutelor;

$b_i$  - reprezintă termenii liberi;

Scris sub formă matricială sistemul de ecuații algebrice este:

$$A \cdot X = B \quad (3.23)$$

unde s-au folosit notațiile:

A - matricea coeficienților necunoscutelor;

X - vectorul coloană al necunoscutelor;

B - vectorul coloană al termenilor liberi;

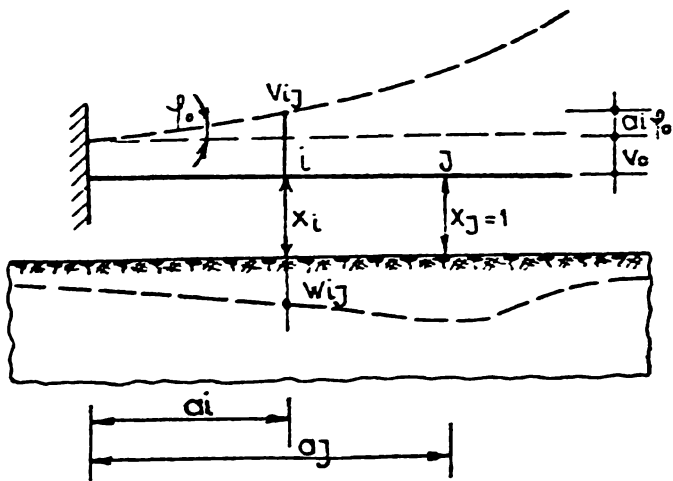
Scrierea desfășurată, în formă matricială este următoarea:

$$\begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \dots & \delta_{1\gamma} & \dots & \delta_{1n} & 1 & a_1 \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots & \vdots & \vdots \\ \delta_{i1} & \delta_{i2} & \dots & \delta_{i\gamma} & \dots & \delta_{in} & 1 & a_i \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots & \vdots & \vdots \\ \delta_{n1} & \delta_{n2} & \dots & \delta_{n\gamma} & \dots & \delta_{nn} & 1 & a_n \\ 1 & 1 & \dots & 1 & \dots & 1 & 0 & 0 \\ a_1 & a_2 & & a_\gamma & & a_n & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ \vdots \\ x_i \\ \vdots \\ x_n \\ x_{n+1} \\ x_{n+2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -\Delta 1p \\ \vdots \\ -\Delta ip \\ \vdots \\ -\Delta np \\ \sum P \\ \sum M \end{Bmatrix} \quad (3.24)$$

### 3.3.4 Calculul coeficienților $\delta_{i\gamma}$ cu luarea în considerare a deformației produsă de moment și forță tăietoare

Deplasarea punctului  $i$  (pe direcția forței  $X_i$ ) din acțiunea forței unitare aplicată în  $j$ , se notează cu  $\delta_{i\gamma}$  și este compusă din deplasarea datorită tasării terenului de fundare și din deplasarea grinzii (fig.3.7).

$$\delta_{i\gamma} = v_{i\gamma} + w_{i\gamma} = \delta_{i\gamma}^r + \delta_{i\gamma}^t \quad ; \quad i = 1, 2, \dots, n \quad , \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (3.25)$$



în care:

$v_{ij} = \delta_{ij}^{gr}$  - este deplasarea marginii inferioare de rezemare a grinzii echivalente după direcția forței  $X_i$ , produsă de forța  $X_j = 1$ ;

$w_{ij} = \delta_{ij}^t$  - este deplasarea terenului de fundare după direcția forței  $X_i$ , produsă de forța  $X_j = 1$ ;

Fig.3.7 Deplasările grinzii echivalente și ale terenului de fundare

În calculul grinzilor pe mediu elastic, obișnuite, deplasarea  $\delta_{ij}^{gr}$  se determină cu ajutorul metodelor din

rezistența materialelor luând în considerare numai deformația din momentul încovoietor, iar deplasarea  $\delta_{ij}^t$  se efectuează prin metodele teoriei elasticității. După cum rezultă din analizele făcute în lucrarea /55/, pentru grinzile pe mediu elastic de lungime medie, deplasările verticale pot fi determinate cu suficientă exactitate folosind metodele rezistenței materialelor, cu luarea în considerare a deformației produse și de forța tăietoare. Folosind metoda parametrilor inițiali /55/, când sistemul de bază este consola, pentru  $x = 0$ , parametri inițiali (în origine) sînt:  $v_0 = 0$ ,  $\varphi_0 = 0$ ,  $M_0 \neq 0$ ,  $T_0 \neq 0$ .

Deci:

$$V(x) = \frac{M_0 x^2}{2!EJc} - \frac{T_0 x^3}{3!EJc} + \frac{T_0 x}{GA'} \Big|_{x < a_j} + \frac{x_j(x-a_j)^3}{3!EJc} - \frac{x_j(x-a_j)}{GA'} \Big|_{x > a_j} \quad (3.26)$$

Cînd punctul a cărui deplasare o determinăm este situat la dreapta forței  $X_j = 1$  se iau toți termenii din expresia (3.26).

Dacă punctul a cărui deplasare o determinăm este situat la stînga forței  $X_j = 1$  ( $x < a_j$ ) se iau numai primii trei termeni din expresia (3.26).

Parametri din origine au valorile (în cazul de față):

$$M_0 = -X_j \cdot a_j = -a_j; \quad T_0 = X_j = 1$$

expresia (3.26) devine:

$$V(x) = \frac{a_j x^2}{2!EJc} - \frac{x^2}{3!EJc} + \frac{x}{GA'} \Big|_{x < a_j} + \frac{(x-a_j)^3}{3!EJc} - \frac{(x-a_j)}{GA'} \Big|_{x > a_j} \quad (3.27)$$

La calculul grinzilor (diafragmelor) pe mediu deformabil condiția de contact se pune în puncte, lungimea de rezemare a grinzii se împarte, în general, într-un număr de intervale egale ( $c$ ). Deplasările  $v_i$  se determină în punctele situate la mijlocul acestor intervale. Avînd în vedere faptul că  $a_i$  și  $a_j$  sînt multipli de  $c$ , relația (3.27) se

poate scrie sub forma:

$$\delta_{ij} = \frac{c^3}{6EIc} \bar{\delta}_{ij}^M + \frac{c}{GA'} \bar{\delta}_{ij}^T \quad (3.28)$$

în care:

$$\bar{\delta}_{ij}^M = \left(\frac{a_i}{c}\right)^2 \left(\frac{3a_j}{c} - \frac{a_i}{c}\right); \quad \bar{\delta}_{ij}^T = \frac{a_i}{c} \quad (\text{pentru } a_i \leq a_j)$$

$$\bar{\delta}_{ij}^M = \left(\frac{a_j}{c}\right)^2 \left(\frac{3a_i}{c} - \frac{a_j}{c}\right); \quad \bar{\delta}_{ij}^T = \frac{a_j}{c} \quad (\text{pentru } a_i > a_j)$$

Valorile lui  $\bar{\delta}_{ij}^M$  sînt intabulate /86/. Valorile lui  $\bar{\delta}_{ij}^T$  se determină simplu, deoarece întotdeauna  $a_i$  și  $a_j$  sînt multiplu de  $c$ .

Aceleași expresii se obțin pentru  $\bar{\delta}_{ij}^M$  și  $\bar{\delta}_{ij}^T$  dacă se folosește metoda Mohr-Maxwell.

### 3.3.5 Calculul deplasărilor $\Delta_{ip}$

În sistemul de ecuații (3.24) deplasările pe verticală ale grinzii ( $\Delta_{ip}$ ) în punctele unde se pune condiția de contact se pot determina folosind una din metodele rezistenței materialelor, cu luarea în conside-

## EXPRESIILE DEPLASĂRILOR PRODUSE DE M ȘI T

Tabelul 35

nr.	schema grinzii	expresia lui $\Delta_{ip}$
1		$x = a_i < a_j; \Delta_{ip} = \Delta_{ip}^M + \Delta_{ip}^T = \frac{a_i^2}{6EI} (3a_j - a_i) P + \frac{a_i}{GA'} P;$ $x = a_i > a_j; \Delta_{ip} = \Delta_{ip}^M + \Delta_{ip}^T = \frac{a_j^2}{6EI} (3a_i - a_j) P + \frac{a_j}{GA'} P.$
2		$\Delta_{ip} = \Delta_{ip}^M + \Delta_{ip}^T = \frac{p l^4}{24EI} (6 \xi^2 - 4 \xi^3 + \xi^4) + \frac{p l^2}{2GA'} (2 \xi - \xi^2);$ $\xi = \frac{x_i}{l} = \frac{a_i}{l}.$
3		$x = a_i < a_j; \Delta_{ip} = \Delta_{ip}^M + 0 = \frac{M a_i^2}{2EI};$ $x = a_i > a_j; \Delta_{ip} = \Delta_{ip}^M + 0 = \frac{M a_j}{2EI} (2a_i - a_j).$
4		$\Delta_{ip} = \Delta_{ip}^M + \Delta_{ip}^T = \frac{p l^4}{120EI} (20 \xi_i^4 - 10 \xi_i^3 + \xi_i^5) +$ $+ \frac{p l^2}{6GA'} (3 \xi_i - \xi_i^3); \quad \xi_i = \frac{x_i}{l} = \frac{a_i}{l}.$
5		$\Delta_{ip} = \Delta_{ip}^M + \Delta_{ip}^T = \frac{p l^4}{120EI} (20 \xi^4 - 10 \xi^3 + \xi^5) +$ $+ \frac{p l^2}{6GA'} (3 \xi - \xi^3); \quad \xi = \frac{x_i}{l} = \frac{a_i}{l}.$



rare a deformației produse de momentul încovoietor și forța tăietoare (soluție mai exactă). Pentru a ușura calculul termenului liber  $\Delta \bar{u}_p$ , în tabelul 3.1 se prezintă expresiile algebrice ale săgeților deduse prin metoda parametrilor inițiali extrase din lucrarea /55/. În tabele se dau expresiile algebrice ale deplasărilor pentru grinda încastrată la o extremitate (folosită ca sistem static de bază în metoda Jemocikin), cu luarea în considerare a deformațiilor produse de momentul încovoietor și forța tăietoare.

### 3.4 Concluzii

Pornind de la analiza critică a diverselor metode de calcul a presiunii de contact construcție-teren de fundare, ca problemă de interacțiune statică, în vederea dimensionării infrastructurii, se constată următoarele:

1. construcțiile cu pereți portanți (clădiri din panouri mari, zidărie portantă, elemente spațiale etc), în vederea determinării presiunii de contact, pot fi asimilate cu grinzi de rigiditate echivalentă solicitate de încărcări uniforme distribuite /27/, /44/, /98/, /99/, așezate pe mediu deformabil;

2. calculul deplasărilor grinzilor echivalente se poate face cu suficientă exactitate folosind metodele rezistenței materialelor cu luarea în considerare a momentului și a forței tăietoare, întrucât raportul dintre lungimea și înălțimea construcției este în general mic /55/, /77/;

3. alegerea modelului de calcul pentru terenul de fundare prezintă o importanță deosebită în distribuția presiunilor de contact construcție-teren /44/, /99/;

4. în literatura de specialitate nu sînt menționate metode de interacțiune statică, pentru clădirile cu pereți portanți, care să ia în considerare pentru terenul de fundare un model de calcul combinat, bazat pe ipoteza semispațiului (Boussinesq) și ipoteza coeficientului de pat (Winkler).

✱

✱ . ✱

Pe baza celor prezentate în cap.3 se consideră că problema determinării reacțiunilor terenului de fundare, în cazul construcțiilor rezemate pe terenuri deformabile, se poate soluționa cu metoda punerii condiției de contact într-un număr finit de puncte folosind procedeul sistemelor static nedeterminate (Ohde-Jemocikin). Aspecte noi legate de rigiditatea echivalentă a diaframelor, modelul combinat pentru calculul terenului de fundare și procedeul sistemelor static nedeterminate vor fi dezvoltate pe baza unor contribuții proprii în capitolul 4.

## B. ASPECTE STUDIATE SI CERCEATE DE AUTOR

### 4. PROCEDEU PENTRU DETERMINAREA PRESIUNII DE CONTACT CONSTRUCTIE-TEREN CONSIDERIND INTERACTIUNEA STATICA

#### 4.1. Generalități

Analiza metodelor de calcul și perfecționarea lor, reducerea greutateii construcțiilor și a indicilor de consum, adoptarea soluțiilor care conduc la creșterea gradului de industrializare a execuției lucrărilor, valorificarea rezultatelor cercetărilor și experimentărilor, vor constitui căi de ridicare a valorii muncii la nivelul unei noi calități /72/.

Structurile realizate din elemente prefabricate trebuie să prezinte siguranță la sarcini permanente, utile și seismice, să asigure aceleași condiții de exploatare și confort ca și construcțiile tradiționale, chiar în cazul amplasării lor pe terenuri neuniform compresibile, sensibile la înmuiere sau în regiuni miniere cu goluri subterane.

Interesul pentru sistemele din panouri mari ("figure" și "celulare") a condus la efectuarea unor studii teoretice /27/, /44/, /48/, /66/, /85/, /99/, încercări experimentale /48/, /78/, /88/, observații și măsurători pe construcții reale /57/, /63/, /112/, făcând posibilă utilizarea clădirilor de locuit cu structura din panouri mari pe scară largă în țări ca URSS, Franța, România, Cehoslovacia, Ungaria etc. În regiuni neseismice au fost realizate clădiri cu structura din panouri mari cu peste 20 de etaje. Apariția unor accidente, manifestate prin deteriorarea parțială a structurii de rezistență, datorită tasărilor neuniforme /27/, ne atrage atenția că trebuie acordată o importanță deosebită concepției, calculului și execuției construcțiilor din panouri mari, deoarece capacitatea lor de adaptare la tasări neuniforme este redusă în comparație cu alte tipuri de structuri.

Calcululele de conlucrare construcție-teren și măsurile constructive ce se impun, permit ca prin armarea panourilor și îmbinărilor de la suprastructură și infrastructură, să se asigure rezistența generală a construcțiilor și a îmbinărilor. Prin corelarea calcululelor teoretice cu măsurători și observații pe construcții reale, se pot stabili valorile limită ale tasărilor neuniforme, care să nu fie depășite de tasările probabile rezultate din proiectare.

x

x

x

In cele ce urmează, în vederea unei dimensionări eficiente tehnico-economice, modulării și tipizării infrastructurii construcțiilor cu pereți portanți (diafragme din panouri mari, module spațiale, zidărie portantă etc), se va dezvolta un procedeu pentru determinarea presiunii de contact care ține seama de interacțiunea statică dintre construcție și teren, avînd la bază metoda Ohde-Jemocikin. In acest sens, pentru terenul de fundare s-a formulat un model combinat de calcul, iar pentru diafragme au fost deduse relații de calcul a rigidității echivalente.

Pe baza algoritmului matematic s-a realizat un program de calcul automat care permite studierea influenței diversilor parametri (din partea terenului și a construcției) ce determină distribuția presiunii de contact construcție-teren de fundare.

#### 4.2. Terenul de fundare, model combinat de calcul

In majoritatea cazurilor terenul de fundare poate fi considerat ca fiind un material neliniar deformabil. In urma unei încercări

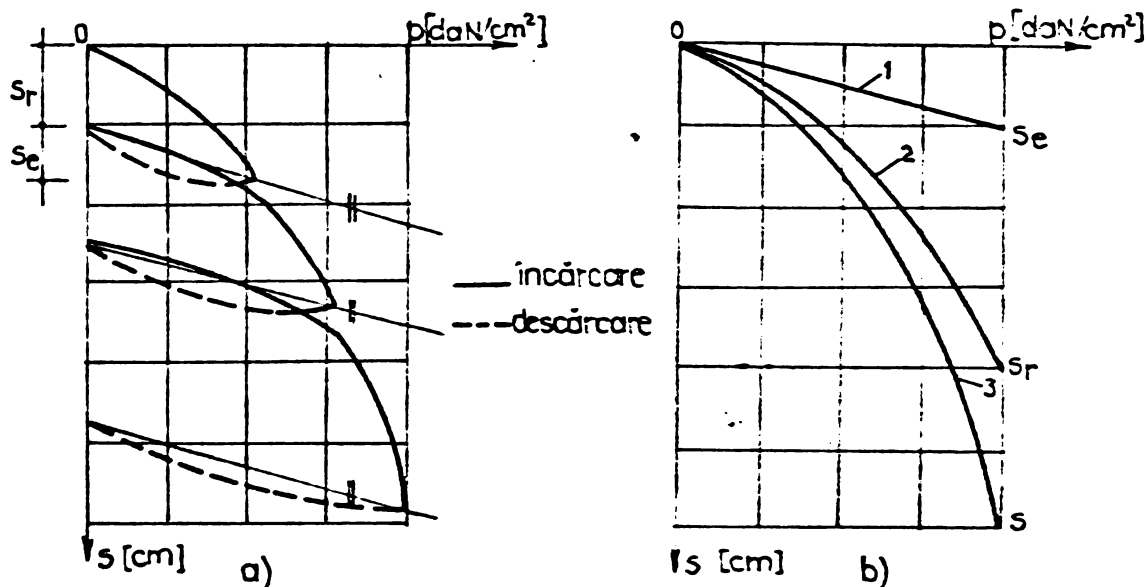


Fig.4.1 Graficul rezultatelor încercării cu placa: a- încărcări și descărcări repetate ale plăcii; b- dependența  $p - s$

pe placă (fundatie de probă), vor lua naștere atât deformații reversibile (elastice) cât și deformații remanente, puse în evidență după descărcarea plăcii (fig.4.1).

Analizînd graficul din fig.4.1 care reprezintă dependența dintre presiune și tasare în cazul terenului de fundare, se poate ajunge la concluzia că această dependență nu este liniară ci are un caracter curbiliniu evident, la majoritatea pămînturilor /55/, /105/, /145/.

In cazul încărcărilor și descărcărilor repetate ale plăcii (fig.4.1 a) dependența dintre presiune și tasare se prezintă sub forma graficului cu bucle de histererezis /145/. Prin descărcare

neajungându-se la poziția inițială, rezultă că prin comprimare (în încărcare) se produce o deplasare relativă a granulelor scheletului într-o nouă poziție. Aceasta înseamnă că fenomenul de comprimare este însoțit de o lunecare interioară relativă a granulelor, care inevitabil duce la distrugerea structurii inițiale. Rezistența la compresiune a unui pământ este prin urmare condiționată în mare măsură de rezistența la forfecare.

Se introduce ipoteza, care nu este departe de realitate, că secantele înlocuitoare ale curbelor de descărcare sînt paralele, (fig. 4.1a).

Graficul din fig. 4.1 a poate fi transformat și reprezentat sub forma a trei curbe (fig. 4.1b):

- 1 - reprezintă tasările reversibile (elastice) ale plăcii ( $s_e$ );
- 2 - tasările remanente ( $s_r$ );
- 3 - tasarea totală ( $s$ );

În majoritatea cazurilor curba tasărilor reversibile (1) se apropie de o dreaptă. Tasările remanente (2) prezintă o curbura în funcție de neliniaritatea legăturii dintre acestea și sarcina exterioară. Se poate considera că tasările elastice (curba 1) ascultă de legile teoriei elasticității.

În timpul încercării se constată că în afară de tasarea terenului sub baza plăcii, se produc tasări ale suprafeței terenului și dincolo de limitele zonei încărcate. După descărcare deformațiile remanente se păstrează îndeosebi sub placa de încercare. Tasările suprafeței terenului situate în afara zonei încărcate se pot considera, fără a greși prea mult, elastice (reversibile) și legate printr-o dependență liniară de forța exterioară. În cazul terenurilor nisipoase stingerea eforturilor în afara zonei încărcate se produce mult mai repede decât în cazul pământurilor argiloase.

Pe baza celor prezentate, în cazul pământurilor, pentru a se prinde mai exact esența fenomenului de deformare sub încărcări, este indicat să se folosească în locul modelului liniar deformabil un model combinat care să pună în evidență deformațiile elastice ( $s_e$ ) și deformațiile remanente ( $s_r$ ).

În urma analizei rezultatelor încercării cu placa (fig. 4.2), se poate spune că tasarea totală corespunzătoare presiunii  $p_1$  (presiunea limită de proporționalitate) se compune din tasarea elastică ( $s_e$ ) care se extinde și în afara zonei încărcate (deformații generale) ale căror valori pot fi determinate prin metodele teoriei elasticității referitor la modelul liniar deformabil și tasarea remanentă ( $s_r$ ) care are un caracter local (deformație locală) sub zona încărcată. Deci, în

afara limitei zonei încărcate tasările remanente ( $s_r$ ) se consideră egale cu zero.

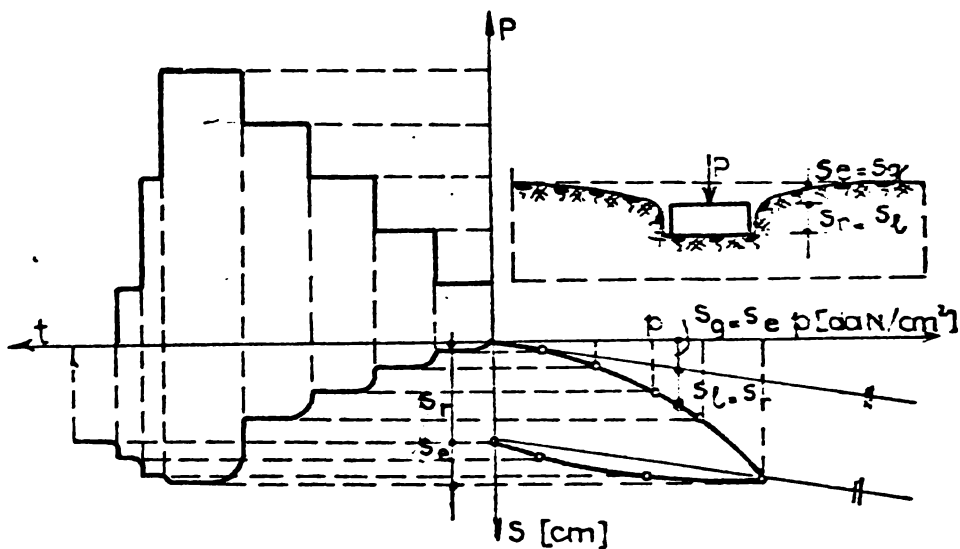


Fig.4.2 Model combinat pentru terenul de fundare.

care se face descărcarea. Presiunea  $p_1$  reprezintă limita de proporționalitate corespunzătoare primei porțiuni a sectorului 2 de pe curba

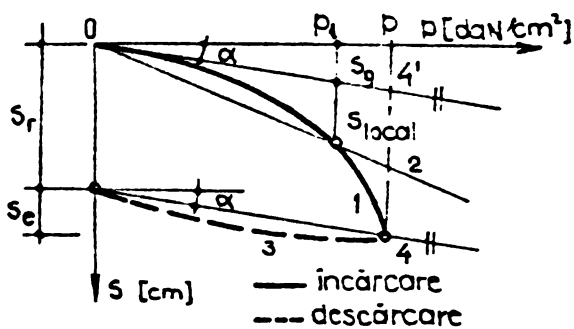


Fig.4.3 Curba  $p - s$  în modelul combinat:

- 1- curba reală; 2- model liniar; 3- curba de descărcare; 4- descărcare liniară; 4'- tasări elastice cu caracter general ( $s_g$ );

- prin originea sistemului de axe ales se duce o paralelă 4' la dreapta 4.

Acest mod de prelucrare permite împărțirea deformației totale  $s$ , corespunzătoare unei încărcări  $p_1$ , în două componente: deformația elastică cu caracter general ( $s_g$ ) și deformația cu caracter local ( $s_l$ ).

Tasarea totală a oricărui punct al suprafeței modelului sub zona încărcată este egală cu suma tasării reversibile ( $s_e$ ) și tasării remanente ( $s_r$ ):

$$s = s_e + s_r \quad (4.1)$$

În mod practic se pleacă de la curba  $p - s$  (fig.4.3) stabilită prin încercare cu placa încărcată pînă la o valoare  $p \geq p_1$ , după

din fig.4.2. Pentru încercare pe teren valoarea lui  $p_1$  se stabilește în funcție de natura terenului din amplasament. Nu este necesar să se încarce placa pînă la atingerea valorii lui  $p_{cr}$ .

În cazul modelului combinat se fac următoarele prelucrări ale diagramei: (fig.4.3):

- pe curba reală 1 se stabilește presiunea limită de proporționalitate  $p_1$ , conform STAS 8942/3-75 (aproximarea cu modelul liniar);
- curba de descărcare 3 se înlocuiește cu dreapta 4, care reprezintă revenirea elastică a pămîntului, considerată cu caracter general;



Deci, pentru o anumită valoare a lui  $p$  se obține:

$$s = s_g + s_l = s_e + s_r \quad (4.2)$$

În acest caz toate caracteristicile necesare calculului se pot determina din curba experimentală (fig.4.2, fig.4.3). Modulul de revenire elastică al terenului  $E_r$  (diferit de  $E$  - modulul de deformare) corespunzător tasărilor generale se determină cu relația:

$$E_r = \omega \frac{p_l d}{s_g} (1 - \nu_t^2) \quad [\text{daN/cm}^2] \quad (4.3)$$

în care:

- $\omega$  - este un coeficient adimensional care depinde de forma plăcii, egal cu 0,79 pentru placa circulară și 0,88 pentru placa pătrată (conform STAS 8942/3-75);
- $p_l$  - presiunea limită de proporționalitate, în  $\text{daN/cm}^2$ ;
- $d$  - diametrul sau latura plăcii, în cm;
- $s_g$  - tasarea elastică a plăcii cu caracter general, corespunzătoare presiunii  $p_l$  din diagrama  $p - s$ , în cm;
- $\nu_t$  - coeficientul de deformare laterală (coeficientul lui Poisson), avînd valori conform STAS 8942/3-75.

Valoarea lui  $E_r$  determinată pe baza tasării generale ( $s_g$ ) cu relația (4.3) care ascultă de legile teoriei elasticității, va fi diferită de valoarea  $E$  determinată pe baza modulului liniar deformabil ce se calculează cu valoarea totală a tasării ( $s$ ), fără a se ține seama că o cotă parte din aceasta o reprezintă tasarea locală și nu ascultă de legile teoriei elasticității.

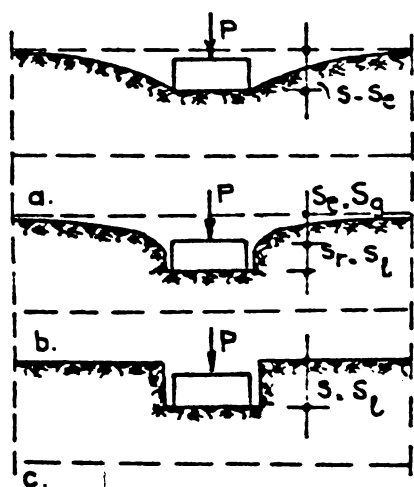


Fig.4.4 Modele de calcul pentru teren:

- a-model Boussinesq;
- b-model combinat;
- c- Winkler .

Tasările locale (în limita zonei încărcate) sînt direct proporționale cu sarcina aplicată (conform ipotezei lui Winkler);

$$k' = \frac{p_l}{s_l} \quad (4.4)$$

unde:

$p_l$  - este presiunea limită determinată conform STAS 8942/3-75, sau o valoare de calcul acceptată pentru dimensionarea fundațiilor;

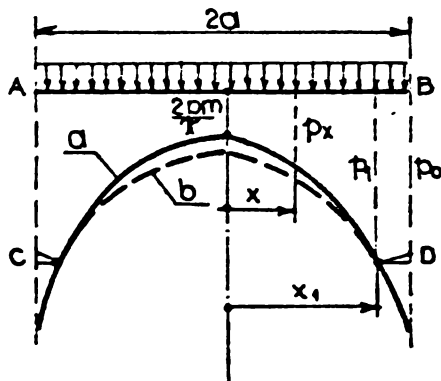
$k'$  - coeficientul de pat, aferent tasării locale ( $s_l$ ). Pentru proiectare valoarea lui  $k$  și  $k'$  se corectează în funcție de dimensiunile fundației.

Deci, pe baza curbei  $p - s$  se pot calcula mărimile  $E_r$  și  $k'$ , necesare în rezolvarea problemei de contact construcție-teren de fundare.

Se poate spune că modelul de calcul prezentat, corectează modelul semispațiului elastic (Boussinesq) și modelul Winkler, considerând că tasarea totală ( $s$ ) se compune din tasarea generală elastică ( $s_g$ ) ce se produce și în afara zonei încărcate și din tasarea locală ( $s_l$ ) care apare numai în limitele zonei încărcate, fiind direct proporțională cu intensitatea sarcinii din punctul respectiv. Întrucât tasarea  $s_g$  are un caracter elastic (general) valoarea tasărilor calculate cu  $E_r$  (modulul de revenire elastică al terenului) se vor consuma în timpul execuției construcției, iar procentul față de tasarea totală va fi dat de raportul  $100 s_g/s$ .

Modelul de calcul formulat din punct de vedere teoretic, prin faptul că este dedus direct din curba  $p - s$ , se apropie mai mult de situația reală (ia în considerare atât deformațiile elastice cât și pe cele remanente ale terenului de fundare) și reprezintă un model combinat al semispațiului elastic (Boussinesq) și al coeficientului de pat (Winkler) (fig.4.4).

În cazul modelului Boussinesq alura curbei teoretice de distribuție a presiunilor (fig.4.5a), se îndepărtează în mod evident de realitate deoarece presiunile la marginile fundației devin infinite. Pornind de la concluziile verificate practic de prof. Dr. ing. Edgar Schultze de la Școala Tehnică din Aachen, se poate accepta o distribuție mixtă a presiunilor pe suprafața de contact /148/. Schultze consideră în zona mijlocie a fundației rigide, valabilă distribuția în stadiul elastic conform teoriei lui

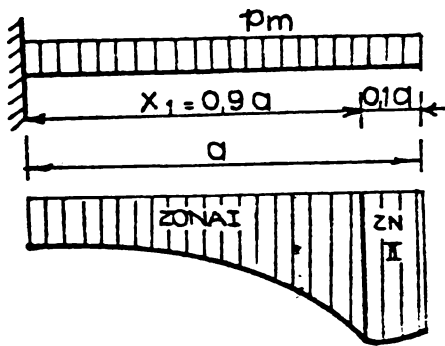


**Fig.4.5 Distribuția presiunilor pentru o încărcare uniformă distribuită: a - în ipoteza Boussinesq; b - în ipoteza apariției deformațiilor plastice.**

Boussinesq, iar spre marginile fundației, unde sarcinile nu pot depăși capacitatea portantă a terenului, acceptă distribuția în stadiul plastic, conform teoriei lui Prandtl - Euisman. Studiile întreprinse pe terenuri coezive, cu greutate volumică de  $16 \text{ KN/m}^3$ , în medie, dau rezultate pentru  $x_1$  (distanța de la axa fundației la secțiunea de trecere de la stadiul elastic la stadiul plastic, fig.4.5), pentru diverși coeficienți de siguranță ( $F$ ), următoarele valori:

pentru $F = 1,5$	$x_1 = 0,807a$
$F = 2,0$	$x_1 = 0,903a$
$F = 3,0$	$x_1 = 0,935a$

In cazul modelului propus acceptînd concluzia lui Schultze, cu certitudine evidentă, în zona de mijloc a grinzii echivalente ( $2x_1$ ), se poate folosi modelul combinat prezentat în fig.4.3, iar în zona capetelor numai modelul Winkler (fig.4.6).



In aceste condiții pămîntul este caracterizat de  $E_r$  și  $k^I$  în zona I și numai de  $k^{II}$  în zona II a grinzii echivalente, în care  $E_r$  se determină cu relația (4.3) iar  $k^I$  și  $k^{II}$  cu relațiile:

$$k^I = \frac{P_1}{s_1} \quad (4.5)$$

și :

$$k^{II} = \frac{P_1}{s_1 + s_g} \quad (4.6)$$

Fig.4.6 Distribuția presiunii de contact: zona I-folosește pt. teren un model combinat; zona II-folosește modelul Winkler.

Modelul combinat prezentat pentru terenul de fundare, prezintă următoarele avantaje:

- caracterizează terenul de fundare prin trei parametri ( $E_r, \nu, k'$ ) față de numai doi ( $E, \nu$ ) în cazul modelului Boussinesq și unul singur ( $k$ ) în cazul modelului Winkler;
- determinarea parametrilor se face din curba reală  $p - s$  obținută prin încercare cu placa;
- prinde în mod global fenomenele visco-elastice care au loc în teren (v.fig.4.2);
- sub aspect teoretic se situează între cele două modele extreme (Boussinesq și Winkler).

Modelul combinat deschide posibilități noi (mai aproape de realitate) pentru evaluarea tasărilor în cazul fundațiilor obișnuite, dar mai ales în calculul grinzilor pe mediu elastic.

#### 4.3 Metoda pentru determinarea rigidității echivalente a diafragmelor

In vederea determinării presiunilor reactive pe suprafața de contact dintre construcție și teren, pentru dimensionarea fundațiilor continui, construcția se asimilează cu o grindă elastică pe mediu elastic. Pentru aceasta este necesar să se determine rigiditatea echivalentă a diafragmelor.

Distribuția neuniformă a presiunilor reactive pe suprafața de contact a fundațiilor continui, în majoritatea cazurilor nu corespunde cu distribuția încărcărilor structurii de rezistență, datorită în special, tasărilor neuniforme ale fundațiilor și nedeterminării stație multiple ale construcției. Acest fapt produce tensiuni suplimentare de care trebuie să se țină seama în proiectare. Eforturile care apar din cauza tasărilor diferențiate ale terenului, sînt maxime atunci cînd clădirea rămîne în consolă pe jumătate din lungimea totală /27/, /82/, /99/, /135/.

În cele ce urmează se prezintă o metodă pentru determinarea momentului de inerție echivalent în cazul unei diafragme cu goluri, realizată din panouri mari, luînd în considerare efectul produs de momentul încovoietor și forța tăietoare.

Structurile spațiale, pentru calcul, se descompun în elemente plane - legate periodic la diverse niveluri prin intermediul planșelor.

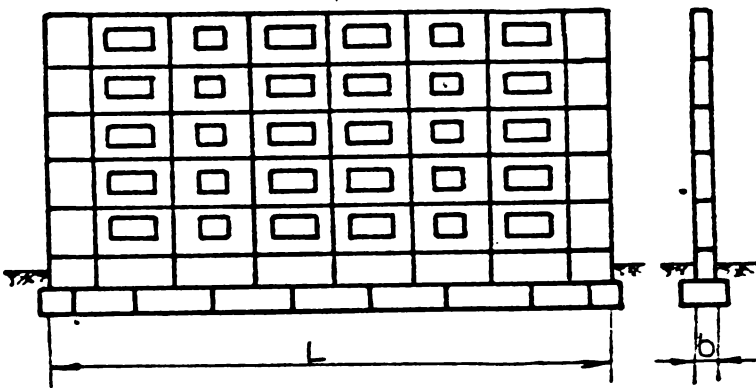


Fig.4.8 Diafragmă longitudinală

Forma complicată a diaframelor construcțiilor și caracterul încărcărilor, fac imposibilă o rezolvare exactă a problemei.

Pentru simplificarea calculului, diafragmele din panouri mari (fig.4.8), elemente slăbite din cauza golurilor și îmbinarea panourilor, se asimilează (înlocuiesc) cu grinzi de rigiditate constantă

$E_b I_{en}$  pe toată lungimea (n reprezintă numărul de goluri pe jumătate de grindă.)

Pentru calculul rigidității echivalente se introduc următoarele ipoteze:

- plăcile de planșeu, în planul lor, se consideră cu rigiditate mare și constantă, capabilă să imprime elementelor verticale ale construcției (diafragme) aceeași deformație;

- rigiditatea la încovoiere a plăcilor de planșeu nu se ia în considerare;

- diafragma se comportă ca o grindă încărcată simetric așezată pe o fundație elastică, astfel la mijlocul ei tangenta este orizontală la deformată;

- rigiditatea grinzii echivalente nu depinde de caracterul încărcării și de deformația peretelui.

Luînd în considerare a treia ipoteză simplificatoare, schema de

calcul pentru o diafragmă a construcției se prezintă ca în fig.4.10 o consolă cu lungimea egală cu  $L/2$  ( $L$  reprezintă lungimea construcției), înălțimea  $H$  ( $H$  se măsoară de la partea superioară a tălpilor de fundație) și lățimea  $b$  (grosimea peretelui).

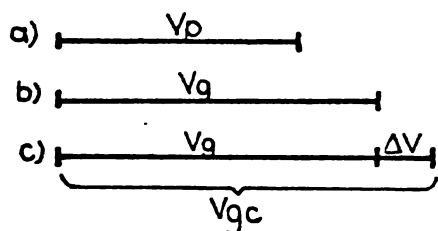


Fig.4.9 Valorile deformațiilor în diverse etape de calcul:  
a-diafragmă,plină;  
b-diafragmă,cu goluri și legături rigide;  
c-diafragmă cu goluri plus efectul săgeților suplimentare ale buian-  
drugilor.

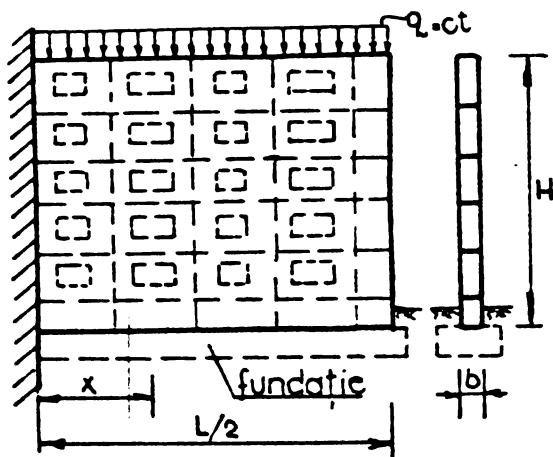


Fig.4.10 Schema de calcul a diafragmei

(rigidă) și diafragma cu goluri că săgețile sînt invers proporționale cu momentul de inerție:

$$\frac{V_p}{V_g} = \frac{I_g}{I_p}$$

se obține:

$$V_g = V_p \frac{I_p}{I_g} \quad (4.8)$$

#### 4.3.1 Metoda grinzii fără goluri (pline)

Pentru determinarea rigidității echivalente ( $E_b I_{en}$ ) pentru diafragmele cu goluri se folosesc etapele prezentate în fig.4.9.

1. In prima etapă diafragma se consideră plină (fig.4.10) cu dimensiunile  $L/2$ ,  $H$  și  $b$ . Folosind metoda parametrilor inițiali /48/, /55/ se determină ecuația axei deformată:

$$V_p(\xi) \cdot \frac{q \cdot (L/2)^4}{24 E I_p} (6 \xi^2 - 4 \xi^3 + \xi^4) + \frac{q \cdot (L/2)^2}{2 G A' p} (2 \xi - \xi^2) \quad (4.7)$$

unde:

$$\xi = \frac{x}{L/2}, \quad I_p = \frac{b H^3}{12} \text{ și } A'_p = \frac{b H}{k}$$

Coeficientul  $k = 1,2$  pentru secțiuni dreptunghiulare, pentru secțiuni secțiuni T are valoarea  $k = 1,1$  iar pentru secțiuni I are valoare  $k = 1,0$ . După aceea se calculează momentul de inerție al diafragmei prin goluri ( $I_g$ ), în raport cu axa ce trece prin centrul de greutate al secțiunii transversale a ansamblului fișilor orizontale (buiandrugilor peretelui).

Scriind pentru diafragmă plină



se notează:

$$\eta = \frac{I_p}{I_g} \quad (4.9)$$

deci:

$$V_g = \eta V_p \quad (4.10)$$

sau:

$$V_g = \eta \left[ \frac{q(L/2)^4}{24EI_p} (6\xi^2 - 4\xi^3 + \xi^4) + \frac{q(L/2)^2}{2GA'p} (2\xi - \xi^2) \right] \quad (4.11)$$

2. In etapa a doua, expresia  $V_g$  (4.11) se corectează cu  $\Delta V$  - reprezentînd efectul produs de încovoierea fîşiiilor orizontale buiandrugii) în dreptul golurilor (fig.4.11) ceea ce produce majorarea deformaţiei, deci:

$$V_g = \eta V_p + \Delta V \quad (4.12)$$

Pentru determinarea săgeţii suplimentare  $V$ , se observă că aceasta se poate obţine prin însumarea săgeţilor parţiale ( $2T$ ) din fiecare panou (travee) al diafragmei. În acest sens se calculează momentul de inerţie al fîşiiilor orizontale (buiandrugilor) în raport cu axa proprie şi se însumează, deci:

$$I_o = \sum I_{oi} \quad (4.13)$$

Aria totală a fîşiiilor orizontale dintr-o deschidere (travee) se obţine prin însumare:

$$A_o = \sum A_{oi} \quad (4.14)$$

Săgeata parţială  $\Delta V$  se determină uşor, secţionînd fîşiiile orizontale ale diafragmei (fig.4.11) chiar prin punctele de inflexiune ale curbei de deformare suplimentară a ramurilor şi introducînd în

Fig.4.11 Incovoierea fîşiiilor orizontale (buiandrugilor)

secţiunea făcută forţa tăietoare corespunzătoare, raportată la cele  $r$  fîşii orizontale ale diafragmei. Acelaşi lucru se obţine dacă se lucrează cu forţa tăietoare din secţiunea considerată  $T_1$ , momentul de inerţie  $I_o$  şi secţiunea  $A_o$ .

Săgeata suplimentară parţială medie se calculează întocmai ca la o consolă cu lungimea  $l_1/2$  (fig.4.12). În felul acesta se prinde efectul golurilor din structură, deci rigiditatea panourilor mari care compun diafragma. Deformaţia în mijlocul deschiderii ( $l_1/2$ ) se poate determina cu metoda Mohr-Maxwell, deci:

$$\Delta V = \int M m \frac{dx}{EI_o} + \int T_1 t \frac{dx}{GA_o} \quad (4.15)$$

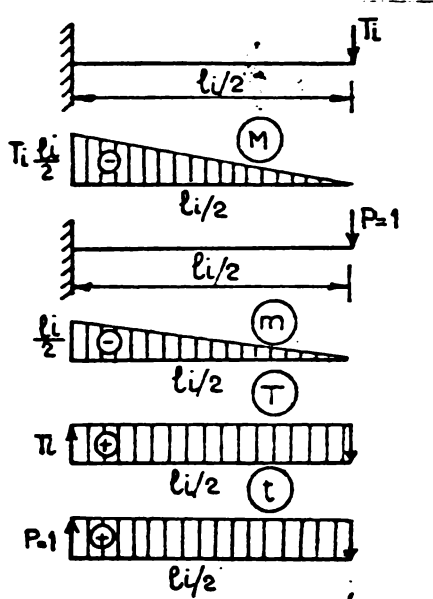


Fig.4.12 Schema statică a buiandrugilor

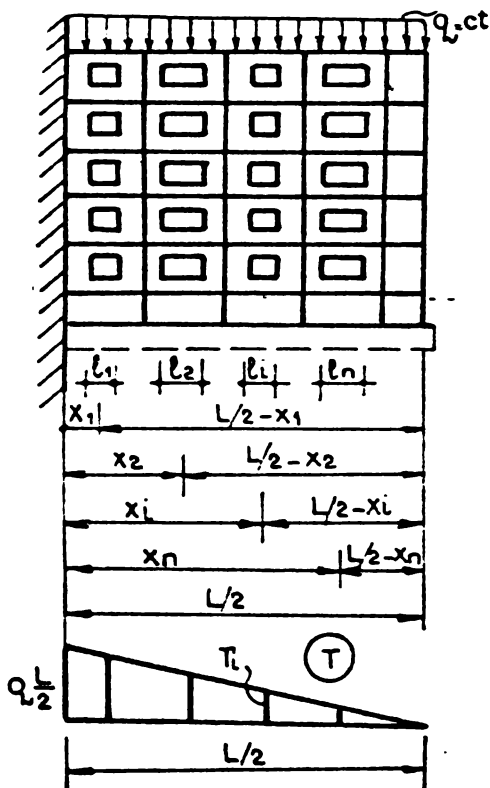


Fig.4.13 Schema statică a diafragmei cu goluri

Integrala se rezolvă cu metoda Vereșcea - ghin (fig.4.12), se obține pentru o traverse:

$$\Delta V_{ti} = \frac{l_i}{2} \cdot \frac{l_i}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{3} T_i \frac{l_i}{2} \frac{1}{EI_0} + \frac{l_i}{2} \cdot 1 \cdot \frac{T_i}{GA_0}$$

$$\Delta V_{ti} = \frac{T_i}{3EI_0} \left(\frac{l_i}{2}\right)^3 + \frac{T_i}{GA_0} \left(\frac{l_i}{2}\right) \quad (4.16)$$

Plecînd de la schema statică a diafragmei întregi (fig.4.13) rezultă:

$$\Delta V_t = 2 \left[ \sum_{i=1}^n \frac{q_i (L/2 - x_i)}{3EI_0} \left(\frac{l_i}{2}\right)^3 + \sum_{i=1}^n \frac{q_i (L/2 - x_i)}{GA_0} \left(\frac{l_i}{2}\right) \right] \quad (4.17)$$

$n = 1, 2, 3, \dots$  numărul de goluri pentru jumătate de diafragmă (fig.4.13).

Din cauza fisurării buiandrugilor, raportul dintre rigiditatea buiandrugului și cea a elementului vertical este mai mic decât cel corespunzător unei diafragme realizate dintr-un material elastic și omogen. Literatura de specialitate /48/, /75/ pe baza determinărilor experimentale recomandă  $E_r/E = 1/3$ . În aceste condiții, relația (4.17) se poate corecta cu raportul  $E/E_r = 3$  ( $E_r$  modulul de elasticitate al buiandrugilor). Cu aceste date se poate scrie condensat deformată diagramei cu goluri, deci:

$$V_{g.c} = \frac{I_p}{I_g} p + \frac{E}{E_r} \Delta V_t \quad (4.18)$$

Se introduce notația:

$$\omega = \frac{E}{E_r} \quad (4.19)$$

Folosind notațiile prescurtate, deformată diafragmei cu goluri corectată (4.18) are forma:

$$V_{gc} = \eta V_p + \omega \Delta V_t \quad (4.20)$$

Scrind că săgețile corectate ( $V_{gc}$ ) ale diafragmei cu goluri și ale diafragmei rigide ( $V_p$ ) sînt invers proporționale cu momentele de inerție respective:

$$\frac{V_{gc}}{V_p} = \frac{I_p}{I_{gc}} \quad (4.21)$$

rezultă:

$$I_{g.c} = I_{en} = \frac{V_p I_p}{V_{g.c}} \quad (4.22)$$

Se poate scrie momentul de inerție echivalent:

$$I_{gc} = I_{en} = \frac{V_p I_p}{\eta V_p + \omega \Delta V_t} \quad (4.23)$$

sau:

$$I_{en} = \frac{I_p}{\eta + \omega \frac{\Delta V_t}{V_p}} \quad (4.24)$$

Scriind desfășurat se obține:

$$I_{en} = \frac{I_p \left[ \frac{q(L/2)^4}{24EI_p} (6\xi^2 - 4\xi^3 - \xi^4) + \frac{q(L/2)^2}{2GA_p} (2\xi - \xi^2) \right]}{\frac{I_p}{I_g} \left[ \frac{q(L/2)^4}{24EI_p} (6\xi^2 - 4\xi^3 + \xi^4) - \frac{q(L/2)^2}{2GA_p} (2\xi - \xi^2) \right] + 2 \left[ \sum_{i=1}^n \frac{(L/2 - x_i)}{3EI_0} \left( \frac{\xi_i}{2} \right)^3 + \sum_{i=1}^n \frac{q(L/2 - x_i)}{GA_0} \left( \frac{\xi_i}{2} \right) \right]} \quad (4.25)$$

Momentul de inerție  $I_{en}$  se calculează pentru valoarea maximă a săgeții, deci pentru  $x = L/2$  ( $\xi = 1$ ). Relația (4.25) devine:

$$I_{en} = \frac{I_p \left[ q(L/2)^4 \frac{1}{8EI_p} + q(L/2)^2 \frac{1}{2GA_p} \right]}{\eta \left[ q(L/2)^4 \frac{1}{8EI_p} + q(L/2)^2 \frac{1}{2GA_p} \right] + 2\omega \left[ \sum_{i=1}^n q \frac{(L/2 - x_i)}{3EI_0} \left( \frac{\xi_i}{2} \right)^3 + \sum_{i=1}^n q \frac{(L/2 - x_i)}{GA_0} \left( \frac{\xi_i}{2} \right) \right]} \quad (4.26)$$

1. Sistematizind relația (4.26) se obține:

$$I_{en} = \frac{I_p}{\eta + \frac{2\omega \left[ \sum_{i=1}^n \frac{q(L/2 - x_i)}{3EI_0} \left( \frac{\xi_i}{2} \right)^3 + \sum_{i=1}^n \frac{q(L/2 - x_i)}{GA_0} \left( \frac{\xi_i}{2} \right) \right]}{q \frac{(L/2)^4}{8EI_p} + q \frac{(L/2)^2}{2GA_p}} \quad (4.27)$$

2. Sau ținând cont că  $G = 0,4E$  și făcând simplificările ce se impun, se obține :

$$I_{en} = \frac{I_p}{\eta_t \frac{2\omega \left[ \sum_{i=1}^n \frac{(L/2-x_i)}{3I_0} \left(\frac{l_i}{2}\right)^3 + \sum_{i=1}^n \frac{(L/2-x_i)}{0,4A'_0} \left(\frac{l_i}{2}\right) \right]}{\frac{(L/2)^4}{8I_p} + \frac{(L/2)^2}{2,0,4A'_0}}} \quad (4.28)$$

Determinarea presiunii reactive pe suprafața de contact se va face folosind momentul de inerție echivalent ( $I_{en}$ ) și aria efectivă a fîșii orizontale ( $A_0$ ).

Cu aceste valori se poate determina rigiditatea la încovoiere și forfecare a unei diafragme ( $EI_{en}$ , respectiv  $GA_0$ ).

Rigiditatea totală a construcției în sens longitudinal, va fi:

$$EI = \sum (EI_{en})_s + \sum (EI)_F \quad (4.29)$$

unde:  $\sum (EI_{en})_s$  - reprezintă rigiditatea diafragmelor longitudinale ale suprastructurii;

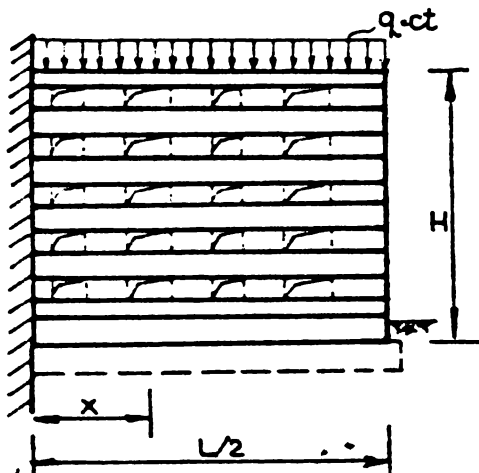
$\sum (EI)_F$  - rigiditatea fundațiilor (tălpilor) longitudinale.

După determinarea momentelor și forțelor tăietoare generalizate, din calculul de conlucrare, acestea se vor distribui proporțional cu rigiditățile aferente pentru suprastructură și respectiv infrastructură.

Procedeeul prezentat în acest paragraf, pentru determinarea rigidității echivalente a construcțiilor, în vederea calculului presiunii de contact dintre construcție și teren, se poate utiliza pentru clădiri cu structura în diafragme din beton armat, cărămidă sau panouri mari prefabricate.

#### 4.3.2. Metoda grinzii compuse

1. În acest caz diafragma cu goluri se asimilează cu o grindă compusă, formată din fîșii orizontale și elemente de legătură verticale între goluri (spaleți) (fig.4.14). Pentru calcul se vor parcurge etapele prezentate în fig.4.15.



În prima etapă se neglijează legăturile spaleților și se vor lua în considerare numai fîșiile orizontale (fig.4.14). În acest caz momentul de inerție total este dat de suma momentelor de inerție a fîșiiilor orizontale în raport cu axa proprie, deci:

$$I_0 = \sum I_{0i} \quad (4.30)$$

Fig.14 Schema de calcul a diafragmei

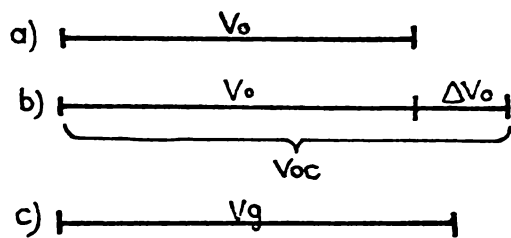


Fig.4.15 Valorile deformațiilor în diverse etape de calcul:

- a-diafragmă compusă din fîșii orizontale;  
 b-diafragmă compusă din fîșii orizontale și spaleți;  
 c-diafragmă cu goluri și legături rigide

invers proporționale cu momentele de inerție:

$$\frac{V_0}{V_g} = \frac{I_g}{I_0}, \text{ se obține}$$

$$V_g = V_0 \frac{I_0}{I_g} \quad (4.33)$$

se notează:

$$\varrho = \frac{I_0}{I_g} \quad (4.34)$$

deci :

$$V_g = \varrho V_0 \quad (4.35)$$

sau:

$$V_g = \varrho \left[ \frac{q(L/2)^4}{24EI_0} (6\xi^2 - 4\xi^3 - \xi^4) + \frac{q(L/2)^2}{2GA_0} (2\xi - \xi^2) \right] \quad (4.36)$$

2. În etapa a doua se corectează expresia lui  $V_g(\xi)$ , ținându-se seama de prezența golurilor, conform procedurii prezentat la metoda grinzii fără goluri (paragraf 4.4.1). Si în acest caz  $V_T$  are expresia dată de relația (4.17). Deci, săgeata corectată a grinzii compuse, are forma:

$$V_{gc} = V_g + \Delta V_0 \cdot \varrho \left[ \frac{q(L/2)^4}{24EI_0} (6\xi^2 - 4\xi^3 - \xi^4) + \frac{q(L/2)^2}{2GA_0} (2\xi - \xi^2) \right] + 2\omega \left[ \sum_{i=1}^n \frac{q(L/2 - x_i)}{3EI_0} \left(\frac{l_i}{2}\right)^3 + \sum_{i=1}^n \frac{q(L/2 - x_i)}{GA'_0} \left(\frac{l_i}{2}\right) \right] \quad (4.37)$$

Aria totală a fîșiiilor orizontale se obține tot prin însumare:

$$A_0 = \sum A_{0i} \quad (4.31)$$

Relațiile (4.30) și (4.31) sînt identice cu relațiile (4.13) și 4.14.

Folosind metoda parametrilor inițiali /48/, /55/, ecuația axei deformată are forma:

$$V_0(\xi) = \frac{q(L/2)^4}{24EI_0} (6\xi^2 - 4\xi^3 + \xi^4) + \frac{q(L/2)^2}{2GA'_0} (2\xi - \xi^2) \quad (4.32)$$

Scriind pentru diafragma compusă din fîșii orizontale fără legături și diafragma cu goluri, că săgețile sînt



Scriind că săgețile corectate ( $V_{gc}$ ) ale diafragmei cu goluri și ale diafragmei compuse  $V_o$  sînt invers proporționale cu momentele de inerție respective:

$$\frac{V_{gc}}{V_o} = \frac{I_o}{I_{gc}}, \text{ rezultă :} \quad (4.38)$$

$$I_{gc} = I'_{en} = \frac{V_o I_o}{V_{gc}} \quad (4.39)$$

In aceste condiții momentul de inerție al grinzii cu goluri corectat (momentul echivalent), are forma:

$$I'_{en} = \frac{V_o I_o}{\varrho V_o + \omega \Delta V_t} \quad (4.40) \text{ sau: } I'_{en} = \frac{I_o}{\varrho + \omega \frac{\Delta V_t}{V_o}} \quad (4.41)$$

Seriind desfășurat se obține:

$$I'_{en} = \frac{I_o}{\varrho + \frac{2\omega}{E} \left[ \sum_{i=1}^n \frac{(L/2 - x_i)}{3I_o} \left(\frac{l_i}{2}\right)^3 + \sum_{i=1}^n \frac{(L/2 - x_i)}{0,4A'_o} \left(\frac{l_i}{2}\right) \right]} \frac{Q}{E} \left[ \frac{(L/2)^4}{24I_o} (6\xi^2 - 4\xi^3 + \xi^4) + \frac{(L/2)^2}{2,04A'_o} (2\xi - \xi^2) \right] \quad (4.42)$$

Valoarea maximă a săgeții se obține pentru  $\xi = 1$ . Relația (4.42) devine:

$$I'_{en} = \frac{I_o}{\varrho + \frac{2\omega}{E} \left[ \sum_{i=1}^n \frac{(L/2 - x_i)}{3I_o} \left(\frac{l_i}{2}\right)^3 + \sum_{i=1}^n \frac{(L/2 - x_i)}{0,4A'_o} \left(\frac{l_i}{2}\right) \right]} \frac{Q}{E} \left[ \frac{(L/2)^4}{8I_o} + \frac{(L/2)^2}{0,8A'_o} \right] \quad (4.43)$$

$I_{en}$  și  $I'_{en}$  se pot calcula pentru valoarea maximă a săgeții (cînd  $\xi = 1$ ) sau pentru o valoare medie, prin intermediul relațiilor (4.26) și (4.43). Rigiditatea totală a construcției se va determina cu relația (4.29).

#### 4.4 Procedeu pentru determinarea presiunii de contact la clădirile cu pereți portanți

##### 4.4.1 Mod de rezolvare

In cazul clădirilor cu pereți portanți, realizate pe terenuri compresibile, structura construcției se va asimila cu o grindă elastică pe mediu elastic (deformabil). Diafragmele longitudinale ale clădirii se pot considera grinzi de lungime  $L$  și lățime  $b$  (foarte mică în raport cu lungimea), rezemate pe mediu deformabil, solicitate de o încărcare oarecare  $q(x)$  cunoscută, constantă pe lățimea grinzii

(fig.4.16)

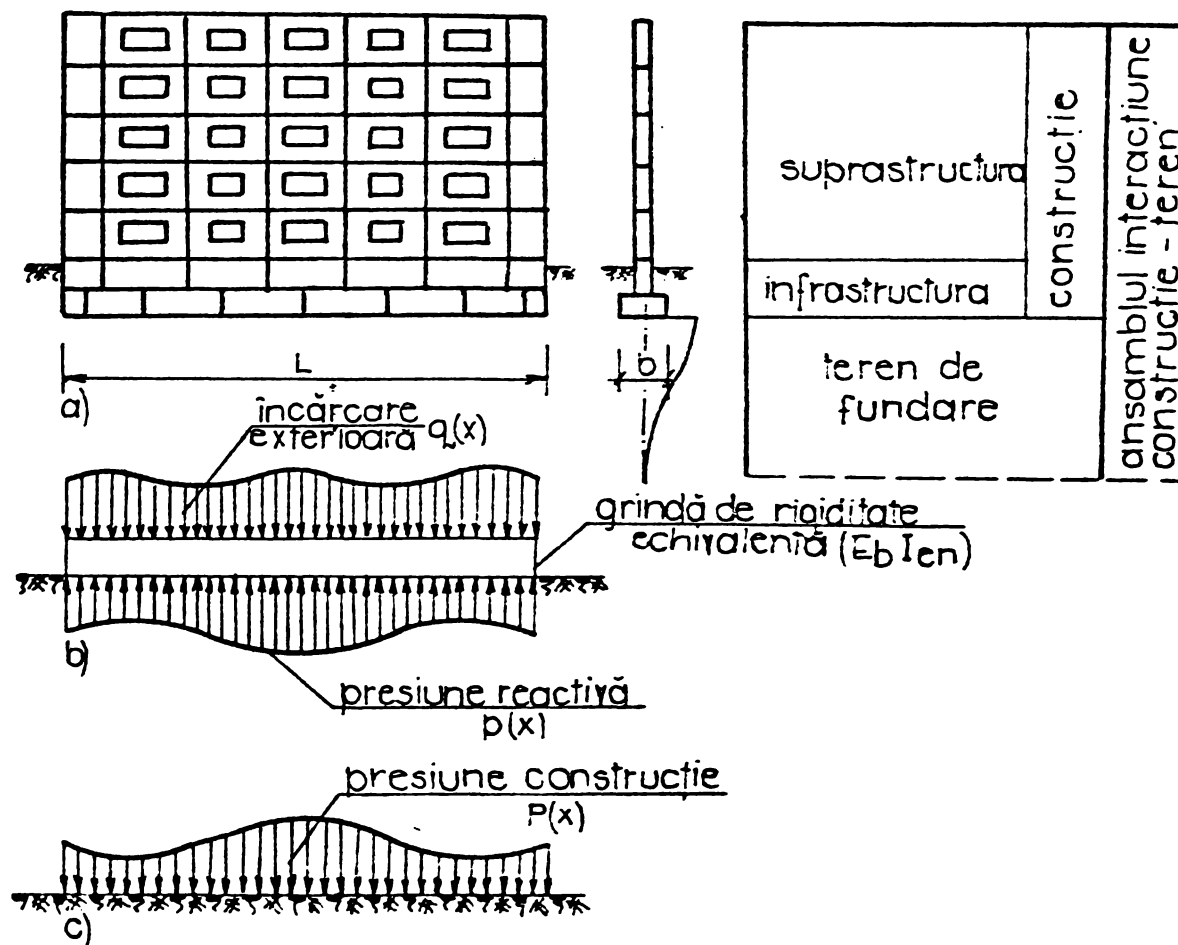


Fig.4.16. a-Construcție (diafragmă longitudinală) rezemată pe terenul de fundare; b-schema de calcul pentru diafragmă; c-schema de calcul pentru terenul de fundare.

În urma interacțiunii statice cu terenul de fundare, pe suprafața de contact va lua naștere reacțiunea distribuită după o lege oarecare  $p(x,y)$ . Această presiune este necunoscută. Dacă însă lățimea grinzii este foarte mică în raport cu lungimea - așa cum este în realitate - atunci, în mod aproximativ, se poate socoti că și presiunea  $p$  este constantă pe lățimea grinzii, adică se poate lua:

$$p = p(x) \quad (4.43)$$

Deci asupra grinzii acționează încărcarea:

$$q(x) - p(x) \quad (4.44)$$

Ecuația diferențială a fibrei medii deformate este:

$$\frac{d^4 w}{dx^4} = \frac{q(x) - p(x)}{E_b I_{en}} \quad (4.45)$$

Unde  $E_b$  și  $I_{en}$  sînt modulul de elasticitate și momentul de inerție al grinzii echivalente.

În funcție de modelul adoptat pentru terenul de fundare (ipe-

teza coeficientului de pat - Winkler sau ipoteza semispațiului - Boussinesq), ecuația diferențială (4.45) capătă o formă mai simplă sau mai complexă. Soluțiile ecuației (4.45) sînt foarte complicate și inabordabile în proiectare (v. cap. 3).

Pentru rezolvarea problemei se va folosi metoda punerii condiției de contact, construcție-teren, într-un număr finit de puncte, pentru a cărei rezolvare se apelează la procedeul sistemelor static nedeterminate (Ohde - Jemocikin), prezentat în capitolul 3. În acest caz sistemul de ecuații, scris sub formă matricială, are forma generală:

$$\begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \delta_{1j} & \delta_{1n} & 1 & a_1 \\ \delta_{21} & \dots & \delta_{22} & \dots & \delta_{2j} & \dots & \delta_{2n} & 1 & a_2 \\ \vdots & & & & & & & & \\ \delta_{i1} & \dots & \delta_{i2} & \dots & \delta_{ij} & \dots & \delta_{in} & 1 & a_i \\ \vdots & & & & & & & & \\ \delta_{n1} & \dots & \delta_{n2} & \dots & \delta_{nj} & \dots & \delta_{nn} & 1 & a_n \\ 1 & & 1 & \dots & 1 & \dots & 1 & 0 & 0 \\ a_1 & & a_2 & & a_j & & a_n & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_i \\ \vdots \\ x_n \\ x_{n+1} \\ x_{n+2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -\Delta 1p \\ -\Delta 2p \\ \vdots \\ -\Delta ip \\ \vdots \\ -\Delta np \\ \sum P \\ \sum M \end{Bmatrix} \quad (4.46)$$

Scris condensat :

$$A X = B$$

(4.47)

unde: A - reprezintă matricea coeficienților necunoscutelor;  
X - vectorul coloană al necunoscutelor;  
B - vectorul coloană al termenilor liberi;

În capitolul 3 a fost prezentat modul de calcul al coeficienților necunoscutelor, adică termenii matricei A, în cazul cînd se folosește pentru teren modelul Boussinesq, pentru grinzi elastice pe mediu elastic.

În cele ce urmează, în cazul modelului combinat, se vor calcula deformațiile unitare ale terenului și termenii matricei A, în vederea realizării unui procedeu de calcul abordabil în proiectarea curentă a construcțiilor și grinzilor așezate pe mediu deformabil.

#### 4.4.2 Calculul deplasărilor pentru terenul de fundare

( $w_{ij} = \delta_{ij}^t$ ) în cazul modelului combinat

Deformațiile unitare  $w_{ij} = \delta_{ij}^t$  ale terenului de fundare în punctul i pe direcția forței  $X_i$  produsă de forța  $X_j = 1$ , se vor calcula pe baza modelului combinat (v. pct. 4.2), în vederea dezvoltării metodei Ohde-Jemocikin.

Potrivit raționamentului prezentat la punctul 4.2, grinda echivalentă cuprinde două zone. În zona I se aplică modelul combinat,

iar în zona II modelul Winkler, obținut prin particularizarea modelului de bază. Extinderea pe toată grinda a zonei I sau a zonei II și particularizarea modulului ales pentru teren se poate ajunge la variantele clasice care folosesc ipoteza lui Boussinesq sau Winkler.

Conform modelului combinat se ia în considerare că în punctul i toate forțele  $X_j$  produc deformații generale (elastice) ce ascultă de legile semispațiului, iar  $X_1$ , pentru tronsoanele din zona I, produce

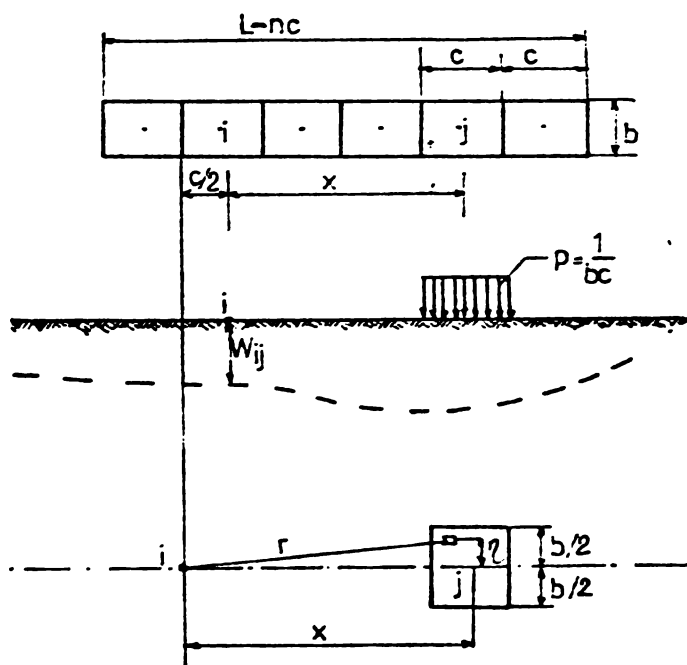


Fig.4.17 Deplasarea  $w_{ij} = \delta_{ij}^t$  în cazul semispațiului elastic

și o deformație locală (în punctul său de aplicație), pe când în zona II toată deformația este locală. În acest caz (modelului combinat), modul de calcul al deplasării  $w_{ij}$  diferă de  $w_{ii}$ . Coeficienții  $w_{ij}$  (secundari) ce reprezintă deplasarea suprafeței terenului de fundare produsă în punctul i de o sarcină unitară aplicată în punctul j, se determină cu relațiile de la semispațiul elastic (Boussinesq, fig. 4.17), folosind  $E_r$ . Se notează lățimea grinzii echivalente (diagrama longitudinală) cu b, iar sarcina concentrată  $X_j = 1$  se înlocuiește cu o sarcină distribuită pe suprafața dreptunghiulară b c în centrul căreia se află punctul j. Deplasarea în punctul i situat la distanța x (pe aceeași axă a suprafeței de rezemare) de punctul j, se determină plecând de la relația (3.12) înlocuind  $p(\xi)$  prin  $p = \frac{1}{b \cdot c}$ . Ținând seama de notațiile din fig. 4.17, se integrează între limitele zonei încărcate, rezultă:

$$w_{ij} = \delta_{ij}^t = \int_{x-c/2}^{x+c/2} \int_0^{b/2} \frac{1}{bc} \frac{1-\sqrt{t^2}}{\pi E_1 r} d\xi d\eta = \frac{2}{bc \pi E_1} \int_{x-c/2}^{x+c/2} \int_0^{b/2} \frac{d\xi d\eta}{\sqrt{\xi^2 + \eta^2}} = \frac{1-\sqrt{t^2}}{\pi E_1 c} F\left(\frac{x}{c}, \frac{b}{c}\right) \quad (4.48)$$

Valorile lui F sînt intabulate /148/, cu deosebirea că se folosește modulul  $E_1 (E_r)$ .

Se poate spune că valoarea coeficientului  $\delta_{ij}$  care intră în matricea A, pentru zona I și zona II, are expresia:

$$\delta_{ij} = \delta_{ij}^t + \delta_{ij}^M + \delta_{ij}^T \cdot \frac{1-\nu t^2}{\pi E_1 c} F_{ij} + \frac{c^3}{6Eblen} \bar{\delta}_{ij}^M + \frac{c}{GbA'} \bar{\delta}_{ij}^T \quad (4.49)$$

$\delta_{ij}^M$  și  $\delta_{ij}^T$  sînt deformațiile unitare ale grinzii echivalente din moment și forță tăietoare (v. cap. 3).

Coeficienții după diagonala principală pentru teren  $w_{ii}$  ai ecuațiilor canonice, pentru zona I vor avea forma:

$$\delta_{ii}^{tI} = W_{ii}^I = \frac{1-\nu t^2}{\pi E_1 c} F_{ii} + \frac{1}{k^{Ibc}} \quad (4.50)$$

pentru zona II

$$\delta_{ii}^{tII} = W_{ii}^{II} = \frac{1}{k^{Ibc}} \quad (4.50')$$

Primul termen din relația (4.50) reprezintă tasarea semispațiului elastic, iar termenul al doilea reprezintă tasarea locală cînd acționează o forță egală cu unitatea, conform ipotezei lui Winkler. În acest caz coeficientul de pat ( $k$ ), determinat din încercarea cu placa (v. pct. 4.2), are forma:

$$k^I = \frac{p_1}{s_1} \quad (4.51)$$

În cazul zonei II (de capăt), coeficientul de pat se notează cu  $k^{II}$  și se determină cu relația:

$$k^{II} = \frac{p_1}{s_1 + s_g} \quad (4.52)$$

În aceste condiții, coeficienții  $\delta_{ij}$  care intră în matricea A au expresiile:

- zona I :

$$\delta_{ii}^I = \delta_{ii}^{tI} + \delta_{ii}^M + \delta_{ii}^T \cdot \frac{1-\nu t^2}{\pi E_1 c} F_{ii} + \frac{1}{k^{Ibc}} + \frac{c^3}{6Eblen} \bar{\delta}_{ii}^M + \frac{c}{GbA'} \bar{\delta}_{ii}^T \quad (4.53)$$

- zona II :

$$\delta_{ii}^{II} = \delta_{ii}^{tII} + \delta_{ii}^M + \delta_{ii}^T \cdot \frac{1-\nu t^2}{\pi E_1 c} F_{ii} + \frac{1}{k^{Ibc}} + \frac{c^3}{6Eblen} \bar{\delta}_{ii}^M + \frac{c}{GbA'} \bar{\delta}_{ii}^T \quad (4.54)$$

Pentru toată grinda (zona I și zona II), coeficientul  $\delta_{ij}$ , are expresia:

$$\delta_{ij} = \delta_{ij}^t + \delta_{ij}^M + \delta_{ij}^T \cdot \frac{1-\nu t^2}{\pi E_1 c} F_{ij} + \frac{c^3}{6Eblen} \bar{\delta}_{ij}^M + \frac{c}{GbA'} \bar{\delta}_{ij}^T \quad (4.55)$$

Relațiile (4.53), (4.54) și (4.55) pun în evidență modul de calcul a coeficienților  $\delta_{ii}$  și  $\delta_{ij}$  care intră în matricea sistemului de ecuații și avantajele certe ale modelului combinat ales pentru terenul de fundare. Totodată, în practica de proiectare, dar mai ales pentru studiu, se pot imagina mai multe variante (fig. 4.18) pentru care se prezintă expresiile coeficienților (deocamdată fără



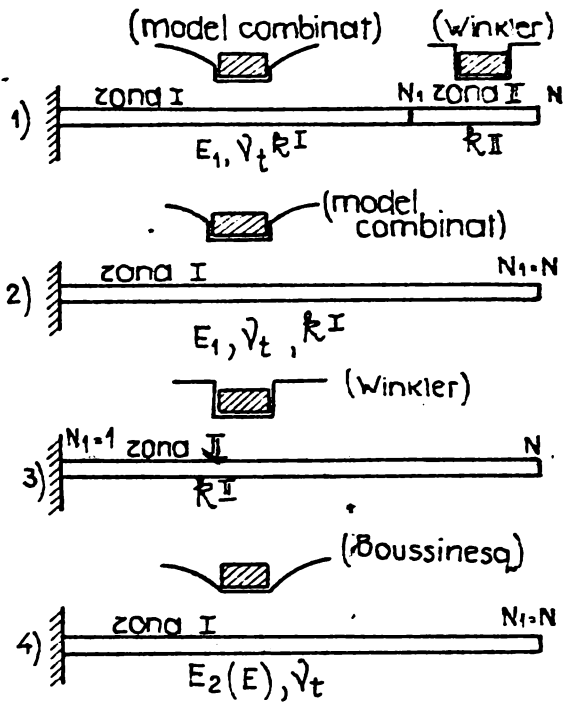


Fig. 4.18 Cazuri posibile de rezolvare a grinzii echivalente pe mediu elastic.

prelucrare). Grinda echivalentă a construcției (diafragmei) este împărțită în două zone (v.pct. 4.2), despărțite de secțiunea  $N_1$ . Zona II se întinde pe o zecime din semilungimea grinzii.

Intrucât problema a fost pusă pe calculator, pentru claritate și ușurarea datelor, s-au făcut notațiile  $E_r = E_1$  și  $E = E_2$ , iar pentru coeficientul de rigiditate s-a utilizat  $k^I$  pentru zona I și  $k^{II}$  pentru zona II, de pe grindă, (v.pct. 4.2).

Coeficienții au expresiile:

$$\delta_{ii}^I = \frac{1-\nu t^2}{E_1 c} F_{ii} + \frac{1}{k^{Ibc}} + \frac{c}{6EbIen} \bar{\delta}_{ii}^M + \frac{c}{GbA'} \bar{\delta}_{ii}^T \quad (4.56)$$

$$\delta_{ii}^{II} = \frac{1}{k^{IIbc}} + \frac{c^3}{6EbIen} \bar{\delta}_{ii}^M + \frac{c}{GbA'} \bar{\delta}_{ii}^T \quad (4.57)$$

$$(\delta_{i\gamma})_{i \neq \gamma} = \frac{1-\nu t^2}{E_1 c} F_{i\gamma} + \frac{c^3}{6EbIen} \bar{\delta}_{i\gamma}^M + \frac{c}{GbA'} \bar{\delta}_{i\gamma}^T \quad (4.58)$$

Cele două zone de pe grindă nu se influențează.

Cazul 2, pe toată grinda se folosește pentru terenul de fundare modelul combinat. Acesta derivă din cazul 1, prin extinderea zonei I până la capul grinzii ( $N_1 = N$ ).

In acest caz, coeficienții au expresiile:

$$\delta_{ii} = \frac{1-\nu t^2}{E_1 c} F_{ii} + \frac{1}{k^{Ibc}} + \frac{c^3}{6EbIen} \bar{\delta}_{ii}^M + \frac{c}{GbA'} \bar{\delta}_{ii}^T \quad (4.59)$$

$$(\delta_{i\gamma})_{i \neq \gamma} = \frac{1-\nu t^2}{E_1 c} F_{i\gamma} + \frac{c^3}{6EbIen} \bar{\delta}_{i\gamma}^M + \frac{c}{GbA'} \bar{\delta}_{i\gamma}^T \quad (4.60)$$

Cazul 3, pe toată grinda se extinde zona II ( $N_1 = 1$ ), sîntem în cazul clasic, în care se folosește pentru teren modelul Winkler, caracterizat de coeficientul de rigiditate  $k^{II}$ .

Coeficienții au forma:

$$\delta_{ii} = \frac{1}{R^I b c} + \frac{C^3}{6 E b I e n} \bar{\delta}_{ii}^M + \frac{C}{G b A'} \bar{\delta}_{ii}^T \quad (4.61)$$

$$(\delta_{i\gamma})_{i \neq \gamma} = \frac{C^3}{6 E b I e n} \bar{\delta}_{i\gamma}^M + \frac{C}{G b A'} \bar{\delta}_{i\gamma}^T \quad (4.62)$$

Cazul 4, reprezintă situația cunoscută, când pe toată grinda se folosește, pentru terenul de fundare, modelul clasic al lui Bous-sinesq, caracterizat de modulul de deformație  $E = E_2$  și coeficientul lui Poisson ( $\nu_t$ ).

Generarea coeficienților se face cu expresia:

$$\delta_{i\gamma} \cdot \frac{1-\nu_t^2}{\pi E_2 c} F_{i\gamma} + \frac{C^3}{6 E b I e n} \bar{\delta}^M + \frac{C}{G b A'} \bar{\delta}_{i\gamma}^T \quad (4.63)$$

#### 4.4.3 Sistematizarea calculelor

Cunoscîndu-se expresiile generale ale tuturor coeficienților care intră în sistemul de ecuații canonice scris sub formă matricială, pentru simplificarea volumului de lucru și evidențierea posibilităților procedurii, se vor face o serie de prelucrări.

În aceste condiții, în relațiile de la cazul 1 (cel mai general) (4.56), (4.57) și (4.58) se înlocuiește  $G_b = \frac{E_b}{2(1+\nu_b)}$  și dîndu-se factor comun  $\frac{1-\nu_t^2}{\pi E_1 c}$ , se ajunge la relația:

$$\delta_{ii}^I \cdot \frac{1-\nu_t^2}{\pi E_1 c} \left[ F_{ii} + \frac{\pi E_1 c}{(1-\nu_t^2)} \cdot \frac{1}{R^I b c} + \frac{\pi E_1 c}{(1-\nu_t^2)} \cdot \frac{C^3}{6 E b I e n} \bar{\delta}_{ii}^M + \frac{\pi E_1 c}{(1-\nu_t^2)} \cdot \frac{2(1+\nu_b)c}{E b A'} \bar{\delta}_{ii}^T \right] \quad (4.64)$$

$$\delta_{ii}^I \cdot \frac{1-\nu_t^2}{\pi E_1 c} \left[ \frac{\pi E_1 c}{(1-\nu_t^2)} \cdot \frac{1}{R^I b c} + \frac{\pi E_1 c}{(1-\nu_t^2)} \cdot \frac{C^3}{6 E b I e n} \bar{\delta}_{ii}^M + \frac{\pi E_1 c}{(1-\nu_t^2)} \cdot \frac{2(1+\nu_b)c}{E b A'} \bar{\delta}_{ii}^T \right] \quad (4.65)$$

și

$$(\delta_{i\gamma})_{i \neq \gamma} = \frac{1-\nu_t^2}{\pi E_1 c} \left[ F_{i\gamma} + \frac{\pi E_1 c}{(1-\nu_t^2)} \cdot \frac{C^3}{6 E b I e n} \bar{\delta}_{i\gamma}^M + \frac{\pi E_1 c}{(1-\nu_t^2)} \cdot \frac{2(1+\nu_b)c}{E b A'} \bar{\delta}_{i\gamma}^T \right] \quad (4.66)$$

Se fac următoarele notații:

$$\alpha = \frac{\pi E_1 c^4}{6 E b I e n (1-\nu_t^2)} \quad (4.67)$$

$$\beta = \frac{2(1+\nu_b) \pi E_1 c^2}{E b A' (1-\nu_t^2)} \quad (4.68)$$

$$\theta = \frac{\pi E_1}{(1-\nu_t^2) b} \quad (4.69)$$

$$\gamma = \frac{\pi E_1 c}{1-\nu_t^2} \quad (4.70)$$

unde:

$\alpha$  - reprezintă un coeficient care ține seama de influența momentului încovoietor;

$\beta$  - coeficient care ține seama de influența forței tăietoare;

$\theta$  - coeficient care ține seama de lățimea grinzii;

$\gamma$  - coeficientul lui  $F_{1j}$  ce s-a dat factor comun în toate cazurile;

Cu aceste notații, coeficienții de la cazul cel mai general (cazul 1), devin:

$$\delta_{ii}^I \cdot \frac{1}{\gamma} \left( F_{ii} + \frac{\theta}{R^I} + \alpha \bar{\delta}_{ii}^M + \beta \bar{\delta}_{ii}^T \right) \quad (4.71)$$

$$\delta_{ii}^{II} = \frac{1}{\gamma} \left( \frac{\theta}{R^I} + \alpha \bar{\delta}_{ii}^M + \beta \bar{\delta}_{ii}^T \right) \quad (4.72)$$

$$(\delta_{ij})_{i \neq j} = \frac{1}{\gamma} (F_{ij} + \alpha \bar{\delta}_{ij}^M + \beta \bar{\delta}_{ij}^T) \quad (4.73)$$

In calcule se va lucra cu :

$$\delta_{ii}^I = F_{ii} + \frac{\theta}{R^I} + \alpha \bar{\delta}_{ii}^M + \beta \bar{\delta}_{ii}^T \quad (4.74)$$

$$\delta_{ii}^{II} = \frac{\theta}{R^I} + \alpha \bar{\delta}_{ii}^M + \beta \bar{\delta}_{ii}^T \quad (4.75)$$

$$(\delta_{ij})_{i \neq j} = F_{ij} + \alpha \bar{\delta}_{ij}^M + \beta \bar{\delta}_{ij}^T \quad (4.76)$$

In aceste condiții înseamnă că toți termenii sistemului de ecuații canonice (4.46) sînt înmulțiți cu  $\gamma$ .

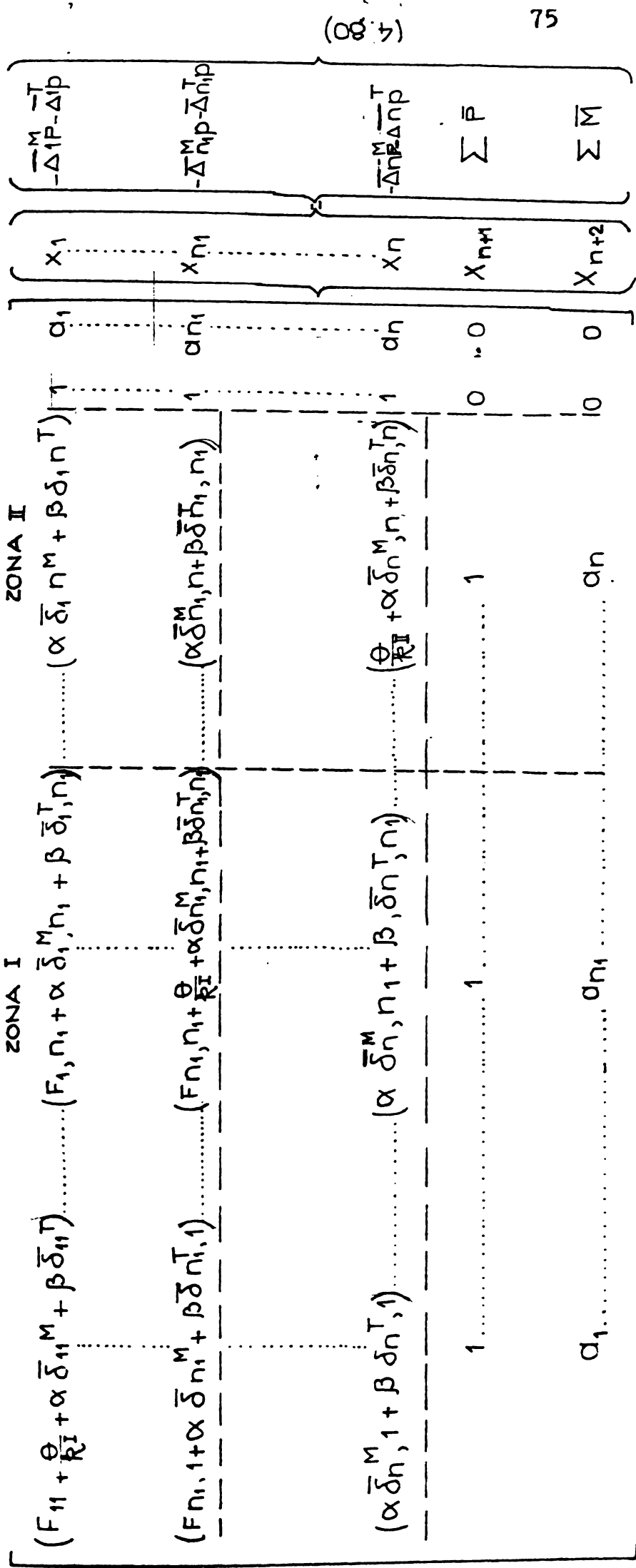
Deci :

$$\bar{\Delta}_{ip} \cdot \frac{\tilde{J} E_1 C}{1 - \nu t^2} (\Delta_{ip}^M - \Delta_{ip}^T) \cdot \gamma (\Delta_{ip}^M + \Delta_{ip}^T) \quad (4.77)$$

$$\bar{V}_0 = X_{n+1} = \frac{\tilde{J} E_1 C}{1 - \nu t^2} V_0 - \gamma V_0 \quad (4.78)$$

$$\bar{\varphi}_0 = X_{n+2} = \frac{\tilde{J} E_1 C}{1 - \nu t^2} \varphi_0 - \gamma \varphi_0 \quad (4.79)$$

Sistemul de ecuații (4.46) scris în cazul cînd se lucrează pe jumătate de grindă (caz curent de proiectare, fig.4.19 b), devine (4.80).



4. Pentru construcțiile de mare rigiditate  $\bar{\delta}_{ij}^M = 0$ ,  
 $\bar{\delta}_{ij}^T = 0$ ,  $\bar{\Delta}_{ip}^M = 0$  și  $\bar{\Delta}_{ip}^T = 0$ .

5. În cazul că nu se ține seama de deformațiile din forțe tăietoare, atunci  $\bar{\delta}_{ij}^T = 0$  și  $\bar{\Delta}_{ip}^T = 0$ .

Aceasta demonstrează că sistemul de ecuații canonice reprezintă forma generalizată pentru construcții (grinzi) echivalente așezate pe mediu elastic, din care, prin particularizarea coeficienților și termenilor liberi se obțin diverse situații.

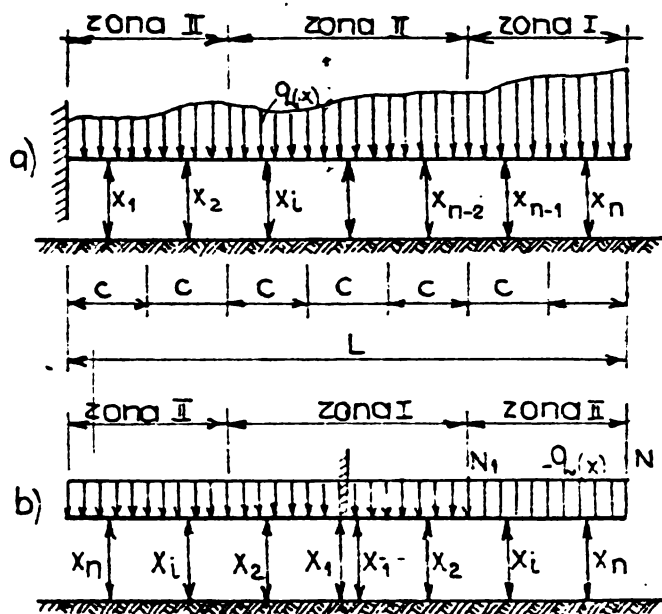


Fig. 4.19 Schema de calcul a grinzilor echivalente: a- cazul general; b- caz particular ce apare frecvent.

menilor liberi se obțin diverse situații.

Structura coeficienților sistemului (4.80) pune în evidență modul elegant de tratare a contactului dintre construcție (grindă echivalentă) și terenul, de fundare, reprezentând o combinație între cele două ipoteze de bază din mecanica pământurilor: ipoteza lui Winkler și ipoteza semispațiului elastic a lui Boussinesq.

Prin rezolvarea sistemului de ecuații canonice (4.80) se obțin necunoscutele  $X_j$  ( $j = 1, 2, \dots, n$ ) și  $X_{n+1} = \bar{V}_0$ ,  $X_{n+2} = \bar{J}_0$ .

Cu valorile determinate pentru  $X_j$  se calculează intensitatea reacțiunilor:

$$P_j = \frac{X_j}{b \cdot c} \quad (4.81)$$

și tasarea în încăstrarea convențională

$$v_i \cdot \frac{X_{n+1} (1 - \nu^2)}{\pi E_i c} = \frac{X_{n+1}}{\delta} \quad (4.82)$$

În cazul modelului combinat formulat pentru terenul de fundare, curba tasărilor punctelor liniei mediane a suprafeței de contact se face prin suprapunere de efecte:

zona I

$$w_i = \sum_{j=1}^{n_1} X_j \frac{1 - \nu^2}{\pi E_i c} F_{ij} + \frac{X_i}{R_{i bc}} \quad (4.83)$$

zona II

$$w_i = \frac{X_i}{R_{i bc}} \quad \dots \quad (4.84)$$



În cazul că se folosește modelul combinat pe toată grinda se utilizează numai relația (4.83), în care  $N_1 = N$  (cazul 2, fig.4.18).

Dacă pe toată grinda se folosește modelul Winkler (cazul 3, fig.4.18), calculul tasărilor se face cu relația (4.83).

În situația că se va folosi modelul clasic Boussinesq (cazul 4, fig.4.18), curba tasărilor punctelor liniei mediane a suprafeței de contact se face cu relația:

$$w_i = \sum_{j=1}^n X_j \frac{1-\nu t^2}{\pi E_2 C} F_{ij} \quad (4.85)$$

Relațiile de mai sus (4.83), (4.84) și (4.85) dau mărimile reale ale tasărilor, măsurate de la suprafața inițială a terenului de fundare.

#### 4.4.4 Aspecte teoretice ce pot fi studiate

Coeficienții necunoscutelor  $X_j$  și termenii liberi ai ecuațiilor din condiția de contact, cu forma:

$$\delta_{ii}^I = F_{ii} + \frac{\Theta}{R^I} + \alpha \bar{\delta}_{ii}^M + \beta \bar{\delta}_{ii}^T \quad (4.86)$$

$$\delta_{ii}^{II} = \frac{\Theta}{R^I} + \alpha \bar{\delta}_{ii}^M + \beta \bar{\delta}_{ii}^T \quad (4.87)$$

$$(\delta_{ij})_{i \neq j} = F_{ij} + \alpha \bar{\delta}_{ij}^M + \beta \bar{\delta}_{ij}^T \quad (4.88)$$

și

$$\bar{\Delta}_{ip} = \frac{\pi E t C}{(1-\nu t^2)} (\Delta_{ip}^M + \Delta_{ip}^T) = \gamma (\Delta_{ip}^M + \Delta_{ip}^T) \quad (4.89)$$

Se poate spune că distribuția presiunii de contact dintre construcție și teren (în cazul interacțiunii statice), poate fi analizată sub diverse aspecte, în funcție de parametri care intră în expresiile lui  $\delta_{ij}$  și  $\Delta_{ip}$ .

Cu ajutorul sistemului (4.80), sub aspect teoretic pot fi studiate următoarele:

1. modul cum este influențată distribuția reacțiunii terenului de fundare (presiunea de contact), pentru diverse scheme de încărcare exterioară, de către deformația din moment încovoietor și din forță tăietoare;

2. cum este influențată distribuția reacțiunii terenului de fundare (presiunea de contact) de raportul între modulul de revenire elastică al terenului ( $E_r$ ) și modulul de elasticitate al construcției ( $E_b$ ), cu luarea în considerare a deformației din moment încovoietor și din forță tăietoare.

În ambele cazuri, în sistemul de ecuații (4.80) coeficienții necunoscutelor  $X_j$  ( $j = 1, 2, \dots, n$ ) sînt niște valori constante, indiferent de sarcinile exterioare, pentru aceeași lungime de grindă

împărțită în același număr de intervale ( $L = n c$ ). Prin modificarea schemei de încărcare a grinzii se modifică numai valorile termenilor liberi. Problema se reduce (pentru punctul 1) la rezolvarea unui sistem de ecuații algebrice liniare ( $A \cdot X = B$ ), când vectorul coloană al termenilor liberi, funcție de încărcări, capătă diverse valori, care reprezintă influența sarcinilor exterioare.

#### 4.4.5 Simplificări și etapele de calcul la determinarea presiunii de contact

Alegerea judicioasă a schemei de calcul și sistemului de bază, în cadrul metodei sistemelor static nedeterminate, reprezintă cea mai importantă simplificare a volumului de calcul /55/, /97/. Astfel, în cazul construcțiilor care prezintă simetrie geometrică, rezolvarea se simplifică în mod deosebit ca urmare a folosirii proprietății de simetrie și a descompunerii încărcărilor exterioare în două componente: simetrică și antisimetrică. În acest mod se va trece de la rezolvarea unei singure grinzi (echivalente) cu număr mare de necunoscute static nedeterminate, la rezolvarea a două grinzi (echivalente) mult mai simple, cu un număr redus de necunoscute static nedeterminate.

În cadrul metodei mixte de rezolvare, metodă ce a fost tratată și în lucrarea de față, atât pentru construcția cu încărcare simetrică cât și pentru construcția cu încărcare antisimetrică, este rațional ca sistemul de bază să se ia astfel încât secțiunea încastrată să fie în axa verticală de simetrie a grinzii, iar lungimea zonei de contact cu terenul să se dividă într-un număr impar de intervale egale ( $n=L/C$ ). În acest caz, în încastrarea convențională, la mijlocul construcției (grinzii echivalente) se introduc două bare convenționale, respectiv două forțe egale  $X_1$ . Celelalte forțe necunoscute  $X_j$  situate în

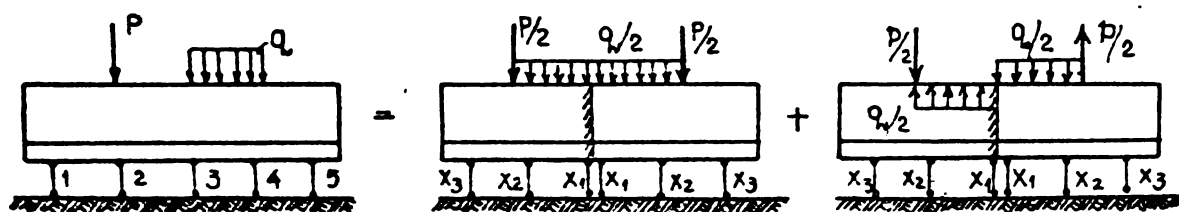


Fig.4.20 Schema de calcul a construcției diafragmei și descompunerea încărcării oarecare în încărcare simetrică și antisimetrică

dreapta mijlocului grinzii vor fi egale și de același sens cu cele din stînga, pentru încărcare simetrică sau de sens contrar, când încărcarea este antisimetrică (fig.4.20).

Unghiul de rotire  $\varphi_0$  din încastrarea convențională este nul în cazul sarcinilor simetrice, iar tasarea  $v_0$  și forțele  $X_1$  sînt nule în cazul sarcinii antisimetrice.

Pentru calculul presiunii de contact (interacțiune statică) dintre construcție și terenul de fundare, ordinea etapelor de calcul este următoarea:

1. Alegerea sistemului de bază și materializarea punctelor de contact dintre construcție și teren;
2. Alcătuirea sistemului de ecuații referitor la condiția de contact și condițiile de echilibru, în care necunoscute sînt eforturile respective din barele convenționale, precum și tasarea  $v_0$  și rotirea  $\varphi_0$  (în cadrul metodei mixte de rezolvare);
3. Calculul coeficienților  $\alpha, \beta, \vartheta$  și  $\delta$  ;
4. Calculul elementelor matricei A (coeficienților necunoscutelor);
5. Calculul elementelor matricei coloană B (termenii liberi ai ecuațiilor);
6. Rezolvarea ecuațiilor și determinarea necunoscutelor  $X_1$ ;
7. Determinarea valorii presiunii reactive pe fiecare tronsoan și construirea diagramei lor de variație;

Generalitatea și simplitatea metodei prezentate, permit abordarea cu destulă ușurință, prin intermediul calculului electronic, a rezolvării problemei de contact (determinarea presiunii reactive) dintre construcție și terenul de fundare. Metoda exprimă în mod clar factorii principali ce caracterizează deformabilitatea terenului de fundare (datorită modelului combinat propus) și deformabilitatea construcției în domeniul elastic.

O problemă pentru viitor o reprezintă extinderea (adaptarea) metodei și în domeniul elasto-plastic.

#### 4.5. Program de calcul pentru interacțiunea statică construcție-teren "PREMOTA"

##### 4.5.1. Elemente de principiu

Pe baza algoritmului prezentat s-a întocmit programul de calcul "PREMOTA" (presiuni, momente, forțe tăietoare), care a permis efectuarea unui studiu asupra factorilor de bază care intervin în problema de interacțiune statică construcție-teren de fundare (modelarea terenului, rigiditatea construcției, efectul forței tăietoare). Elaborarea programului s-a făcut în colaborare cu Catedra de Construcții metalice din Timișoara.

Schema bloc și segmentarea programului sînt prezentate în fig. 4.21.

Algoritmul de calcul are la bază metoda Ohde-Jemocichin (discretizarea contactului construcție-teren).

Rigiditatea diafragmelor construcției (longitudinale și transversale) se determină prin asimilare cu grinzi compuse (v.pct.4.3.)

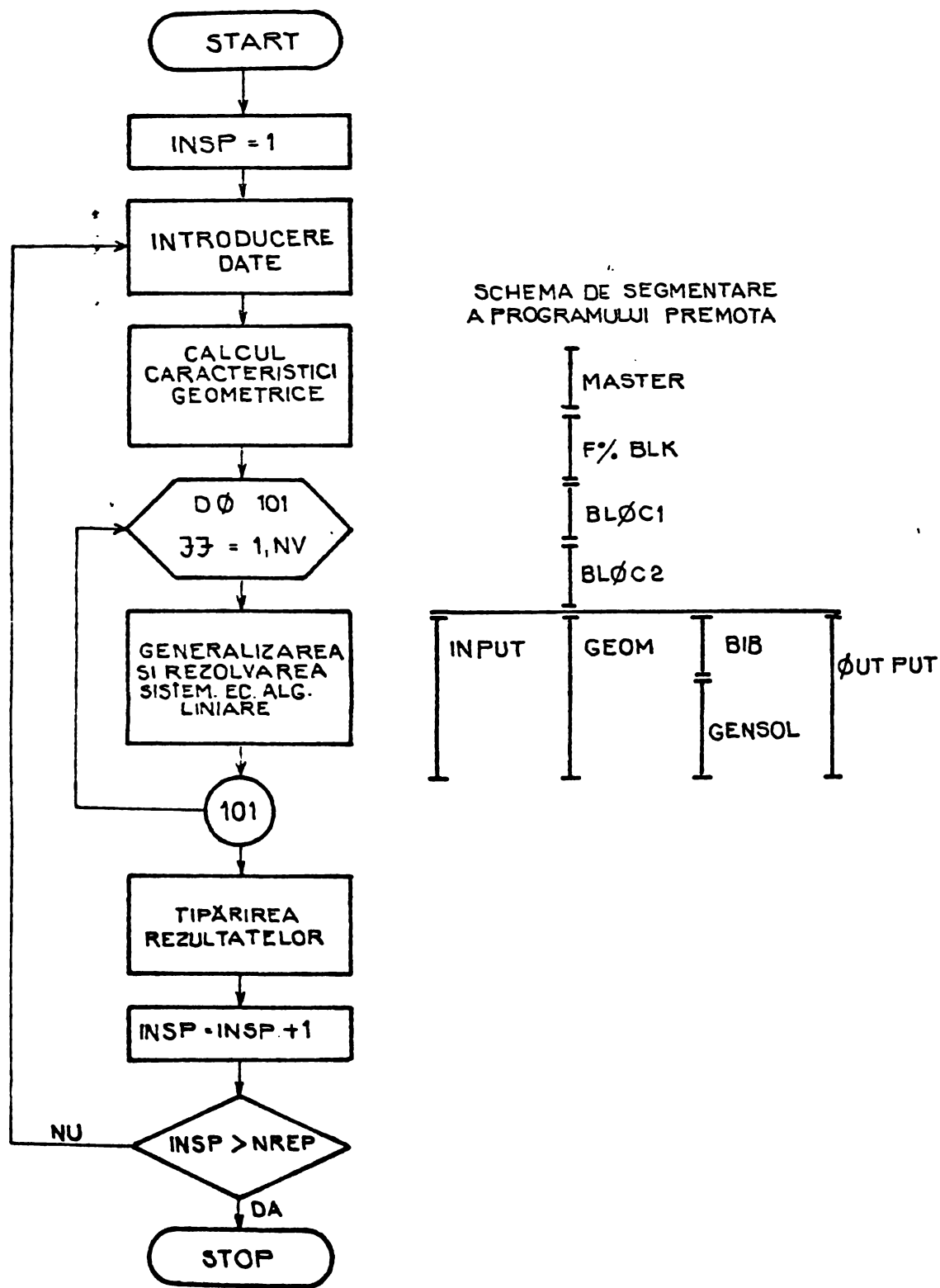


FIG. 4.21 ȘCHEMA BLOC A PROGRAMULUI PREMOTA

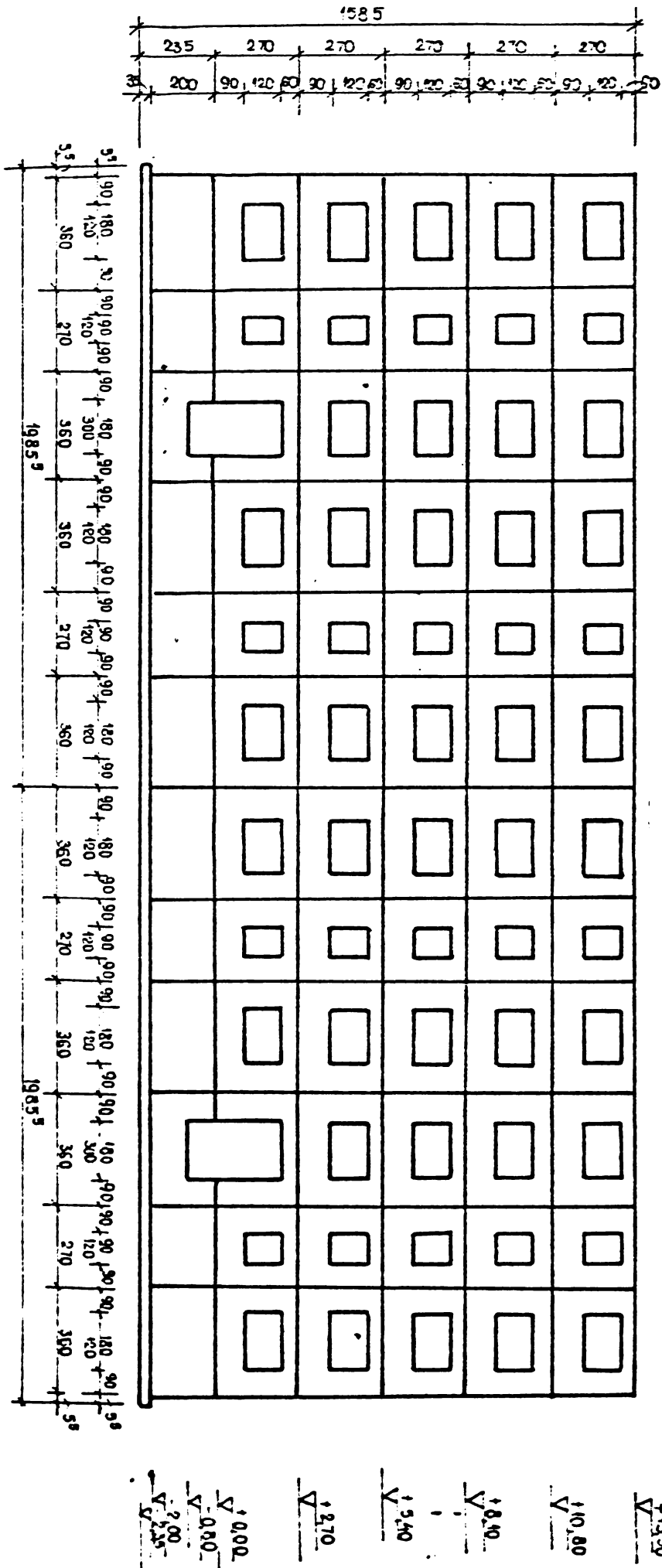


Fig. 4.22 Diafragmă longitudinală



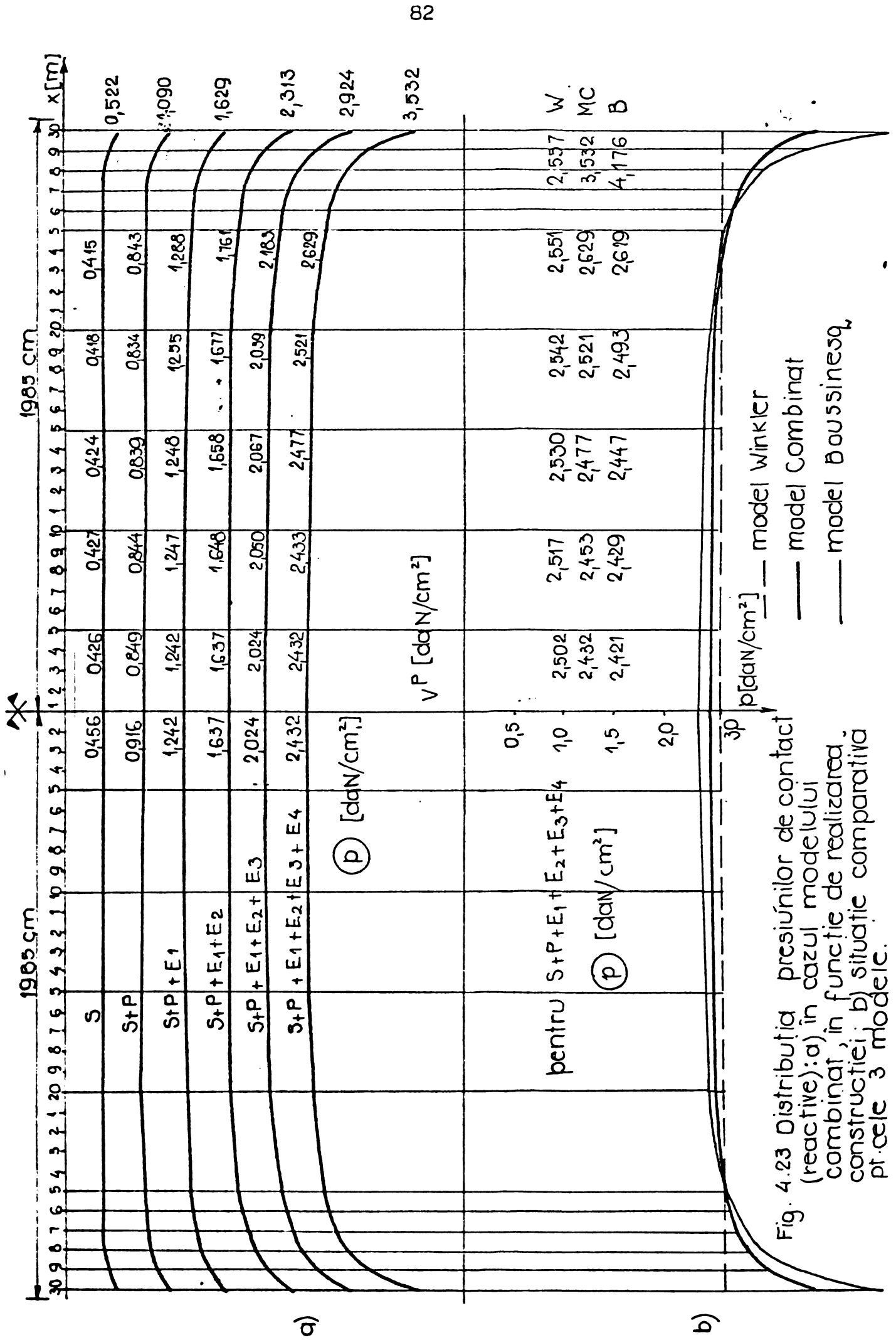


Fig. 4.23 Distribuția presiunilor de contact (reactive): a) în cazul modelului combinat, în funcție de realizarea construcției; b) situație comparativă pt. cele 3 modele.

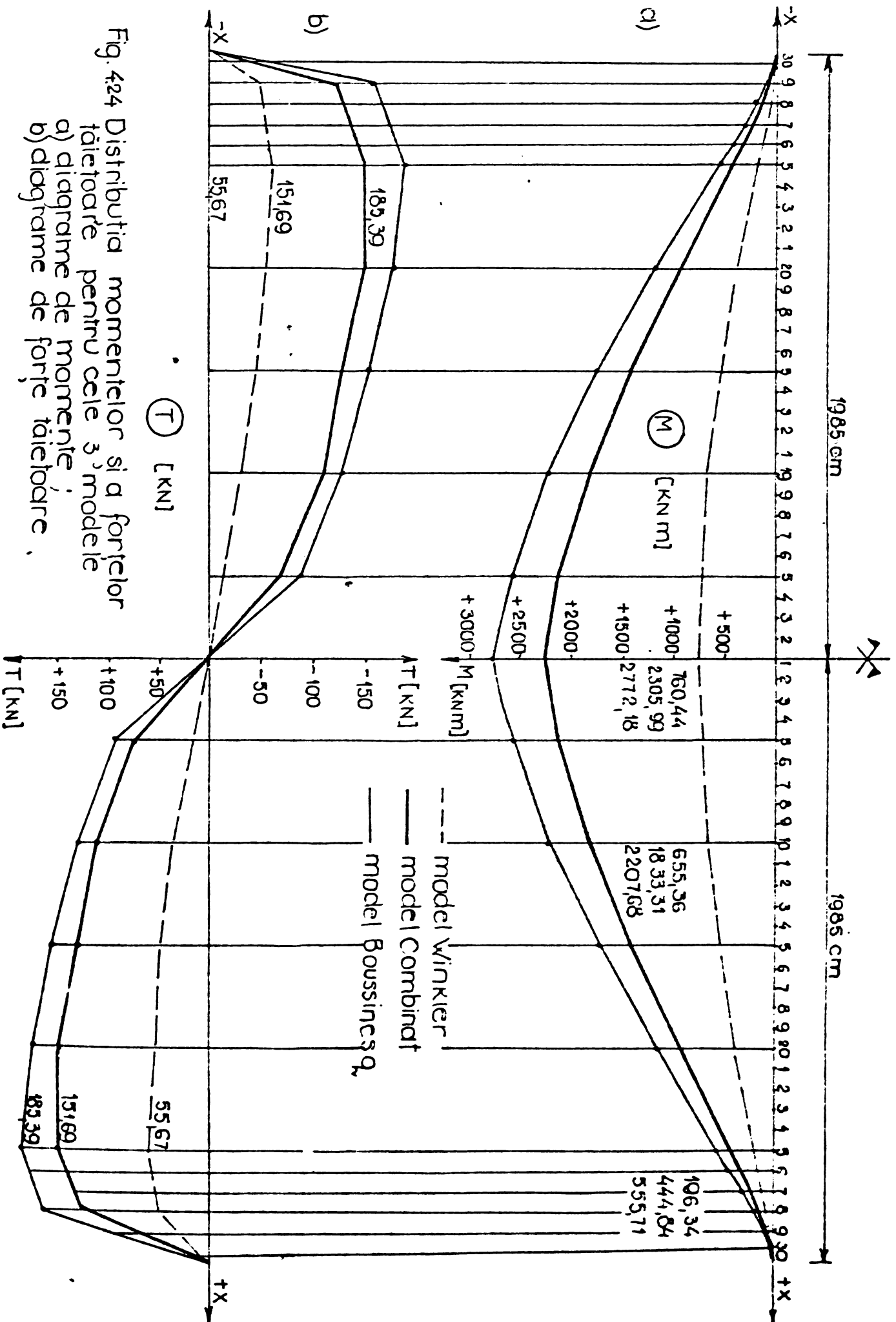


Fig. 424 Distribuția momentelor și a forțelor tăietoare pentru cele 3 modele  
 a) diagrame de momente  
 b) diagrame de forțe tăietoare

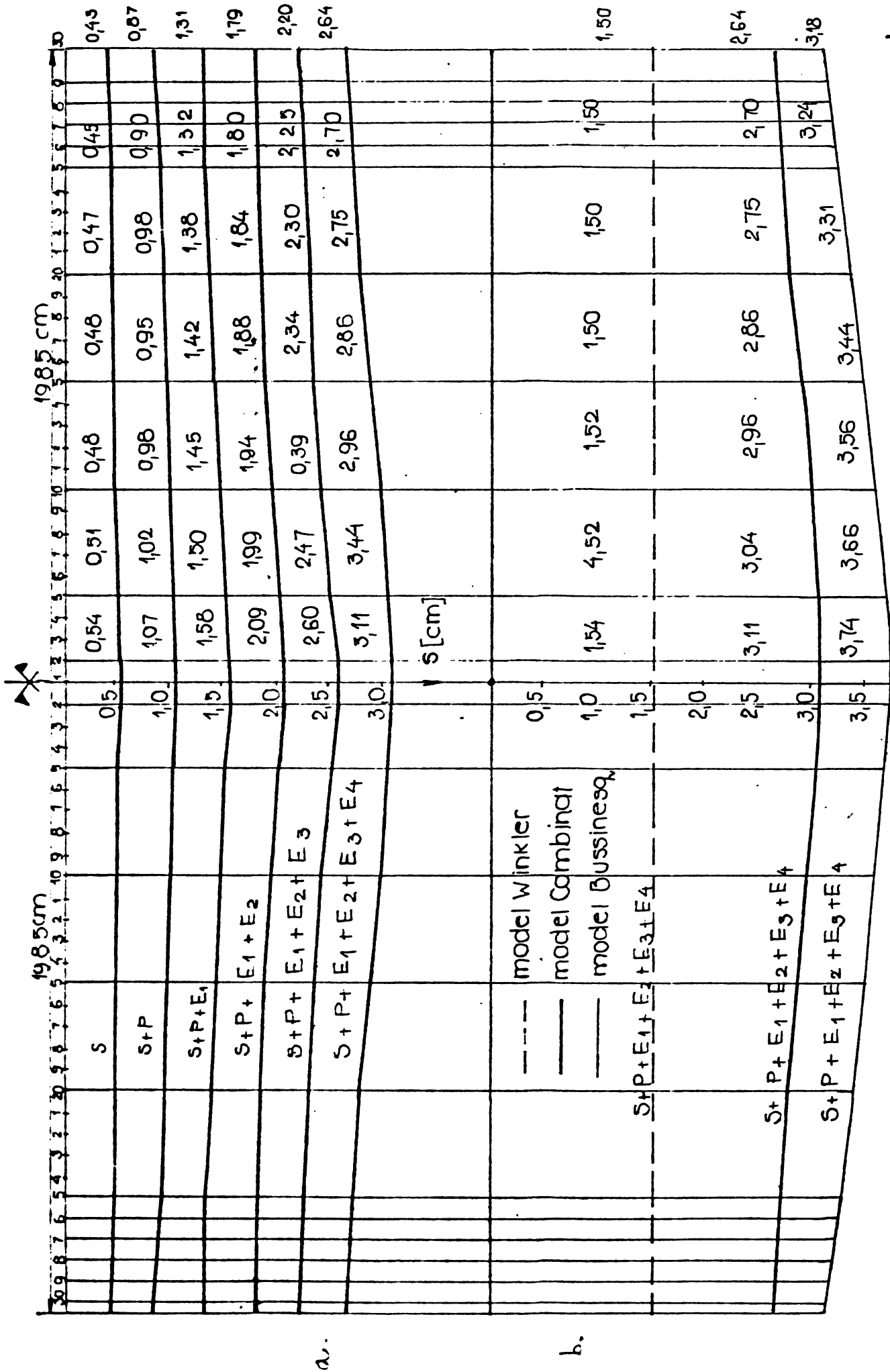


Fig. 4.25. Variatia deformatiilor constructiei : a) incalzul modelului combinat în functie de realitatea constructiei; b) situatie comparativa pt.cele 3 modele.

Pentru terenul de fundare se folosesc trei modele de calcul : Winkler, Boussinesq și un model combinat formulat de autor pe baza încercării de probă pe placă.

Programul permite efectuarea unui calcul biografic (pe nivele de execuție: S, S+P, S+P+E<sub>1</sub>, S+P+ $\sum_{i=1}^{l=10} E_i$ ), în urma căruia se obțin diagramele de presiuni, momente, forțe tăietoare și tasări.

#### 4.5.2. Domeniul de utilizare și performanțele programului

Programul "PREMOTA" se folosește pentru calculul grinzilor și construcțiilor rezemate pe terenuri deformabile.

Terenul de fundare poate fi considerat de tip Winkler, Boussinesq sau model combinat.

În calculul deformațiilor diafragmelor (grinzilor) poate să ia în considerare sau nu efectul forței tăietoare.

În total programul "PREMOTA" are 8 opțiuni de calcul.

#### 4.5.3. Rezultatul studiilor pe calculator, concluzii

Pentru exemplificare se prezintă diafragma longitudinală (fig. 4.22), extrasă din proiectul tip T 770. Diafragma are lungimea de 39,70 m, grosimea la etaj de 11 cm, grosimea la subsol de 20 cm și lățimea tălpilor de 70 cm. Este confecționată din beton B 250 ( $E_b = 270.000 \text{ daN/cm}^2$ ,  $\nu_b = 0,2$ )

Terenul este alcătuit din argilă nisipoasă, caracterizat prin:

- în cazul modelului Boussinesq, de:  $E_2 = 213,77 \text{ daN/cm}^2$ ,

$\nu_t = 0,3$  ;

- în cazul modelului Winkler, de:  $k^{II} = 3,72 \text{ daN/cm}^3$  ;

- în cazul modelului combinat:  $E_1 = 477,55 \text{ daN/cm}^2$ ,

$\nu_t = 0,3$  și  $k^I = 8,33 \text{ daN/cm}^3$

- a. Parametri ce caracterizează terenul de fundare s-au obținut prin prelucrarea curbei de încercare pe placă (conform celor prezentate la punctul 4.2.)

- b. Determinarea rigidității echivalente s-a făcut cu relațiile (4.27), (4.43) și (3.45), corespunzător fazelor de execuție ale construcției, obținându-se curbele din fig.4.26.

În urma analizei rezultatelor din fig.4.26 se observă că rigiditățile echivalente ale diafragmelor determinate cu relațiile (4.27) și (4.43), deduse în teză, sînt mai mici decît cele obținute cu relația (3.45) a lui P.P.Saghin /141/, des folosită în proiectare, dar în același timp criticată de specialiști pentru faptul că dă valori prea mari.

Valorile mai mici obținute cu relațiile (4.27) și (4.43), se explică și prin faptul că se ia în considerare fisurarea diafragmelor în zona buisndrugilor /48/, /75/, prin introducerea raportului  $\omega = E/E_r$ ,

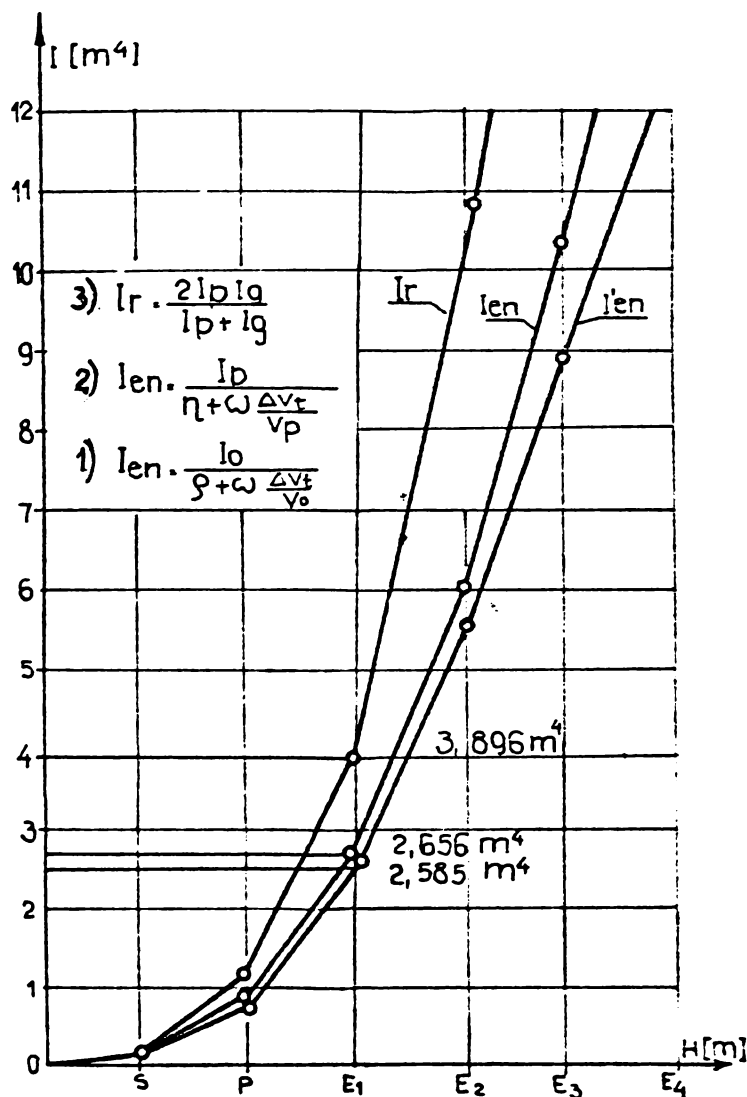


Fig.4.26 Variația momentului de inerție echivalent al diafragmei: 1 și 2-conform relațiilor deduse de autor; 3-conform relației lui P.P.Saghin.

aceasta permițînd o apropiere mai mare de realitate (evidențierea problemei de interacțiune statică construcție-teren de fundare).

- c. Determinarea și analiza comparativă a diagramei de variație a deformațiilor (terenului și construcției pe suprafața de contact), diagramei de presiuni, de momente, forțe tăietoare și deformații (fig.4.23, fig. 4.24, fig.4.25), pentru cele trei modele de fundare (Winkler, Boussinesq și modelul combinat), au pus în evidență următoarele:

1. In toate cazurile, valorile pentru deformații, presiuni, momente și forțe tăietoare, depind de modelul ales pentru terenul de fundare. Cum era de așteptat, modelul combinat (formulat în lucrare) se situează între cele două modele clasice extreme (Winkler și Boussinesq), exactitatea calculelor depinzînd de

precizia cu care sînt reflectate proprietățile reale ale terenului de fundare.

2. Prin adoptarea pentru terenul de fundare a modelului combinat (cu deformații locale și generale), valorile presiunii reactive (de contact) se micșorează către extremități. Aceasta face ca momentele încovoietoare și forțele tăietoare din construcție (fundatii) să fie mai mici decît în cazul modelului sub forță de semispățiu elastic. Toate acestea conduc în final la o dimensionare mai economică, mai apropiată de realitate.



## 5. SOLUTII STUDIATE PENTRU REALIZAREA FUNDATIILOR CONTINUE PREFABRICATE

### 5.1. Generalități

În acest capitol se vor prezenta o serie de soluții noi și studiile pe modele de laborator și în scară naturală privind prefabricarea totală a fundațiilor continue pentru clădiri cu S+P+4E.

Soluțiile concepute se bazează pe analiza, atât a sistemelor utilizate în străinătate, unde apar aplicații în masă (ex.U.R.S.S.), cât și a perfecționării unor soluții realizate de Catedra de Drumuri și Fundații din Timișoara, TCMT și IPROTIM, privind prefabricarea elevațiilor de subsol.

S-a acordat o mare atenție alcătuirii de ansamblu a infrastructurii și realizării îmbinărilor dintre elementele prefabricate componente.

Noile tipuri de fundații total prefabricate, de concepție originală, ce au fost brevetate /107/, sînt alcătuite din elemente pentru tălpi sub formă de L, T, X și panouri mari sau elemente spațiale cu 4 pereți pentru elevații. Soluțiile au fost studiate pe modelele de laborator în scara 1:2 și 1:1, după care s-a trecut la aplicare în producție.

### 5.2. Structuri în diafragme prefabricate din panouri mari

Acest sistem constructiv se aplică astăzi la noi în țară pe scară largă la clădirile de locuit cu S+P+4E, extinzîndu-se în ultimul timp și la clădirile cu S+P+(8-10)E (în regiuni cu grad de seismicitate de max 8), fiind alcătuit la suprastructură integral din panouri mari de mărimea cel puțin a unei camere. Prin monolitizarea panourilor cu îmbinări rezistente (rigide) se formează un ansamblu de diafragme transversale, longitudinale și orizontale, care se intersectează ortogonal, realizînd o structură rigidă spațial /100/.

În proiectarea curentă se folosesc două tipuri principale de structuri: structura cu diafragme portante intericare și exterioare, transversale și longitudinale (fig.5.1a) și structura fără diafragme longitudinale exterioare (fig.5.1b). Prin așezarea diafragmelor transversale la distanțe mai mici sau mai mari rezultă structuri

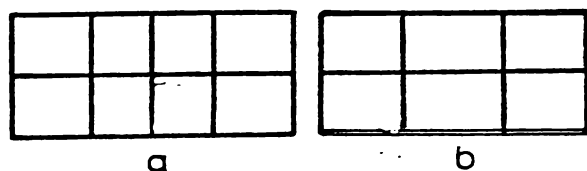


Fig. 5.1 Structuri pentru clădiri în diafragme din panouri mari: a- cu diafragme transversale și longitudinale; b- fără diafragme portante, longitudinale, exterioare.

tip fagure sau tip celular.

Realizarea clădirilor din elemente prefabricate din beton armat, mai ales sub formă de panouri mari, elimină unele dezavantaje pe care le prezintă clădirile cu diafragme din beton armat monolit (volum mare de manoperă, caracterul sezonier al execuției sau măsurile suplimentare costisitoare, care se iau pentru continuarea lucrărilor pe timp friguros, productivitate scăzută etc).

### 5.3. Structuri din elemente spațiale

Realizarea unui număr sporit de locuințe într-un timp cât mai scăzut se poate face printr-o industrializare a tuturor lucrărilor de construcție. Sistemul de construcție din elemente spațiale (volumetric) vine să răspundă acestei cerințe, prezentând mai multe avantaje /100/:

- comportare superioară la încărcări seismice, îmbinări și etanșări mai sigure și mai simple decât la structurile din panouri mari;
- trecerea a peste 80 - 90 % din operațiile de pe șantier în fabrică, decât în producția industrializată (condiții de lucru și calificare superioară, producție neinfluențată de condițiile atmosferice etc.)

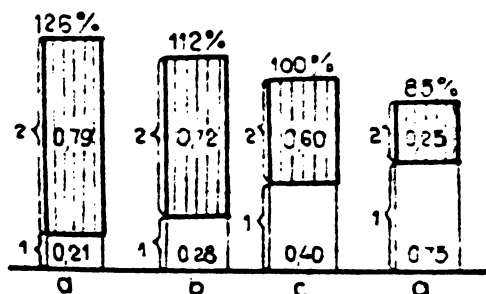


Fig. 5.2 Variația consumului de manoperă pentru clădiri cu pereți portanți, în funcție de tipul structurii: a-pereți din zidărie; b-pereți din blocuri mari; c-panouri mari;

Structurile din elemente spațiale permit obținerea unei productivități sporite în construcții, manopera totală (consumată în fabrici și pe șantier) fiind cea mai redusă în cazul clădirilor de locuit (fig. 5.2). În tabelul 5.1 se evidențiază avantajele tehnico-economice ale acestui sistem constructiv din punct de vedere al gradului de industrializare, al duratei de execuție și al consumului de manoperă pe șantier, după studiile Institutului de Cercetare și Proiectare al Consiliului Popular al Județului Iași /100/.

Rezultate tehnico-economice bune s-au obținut prin utilizarea structurilor din elemente spațiale în URSS.

Tabelul 5.1.

Structura de rezistență	Manopera pe șantier pentru un apartament convențional		Durata de execuție [%]	Gradul de industrializare [%]
	[ore]	[%]		
Zidărie portantă	1800	100	100	5
Panouri mari	1200	65	75	40
Elemente spațiale	320	20	25	80

#### 5.4. Prezentarea soluțiilor concepute pentru prefabricarea infrastructurii clădirilor cu pereți portanți

În țara noastră, fundațiile continue s-au executat și încă se mai execută din beton simplu sau slab armat, turnat la fața locului, sau din tălpi monolite și elevații prefabricate /88/, /92/, /143/. Aceste soluții prezintă mai multe dezavantaje: au productivitate scăzută (durate mari de execuție); volum mare de manoperă; execuție complicată; consum mare de material lemnos; organizare de șantier defectuoasă etc.

Soluțiile de prefabricare totală concepute, ce fac subiectul prezentului capitol, elimină sau diminuează dezavantajele menționate mai sus, prin aceea că: pentru realizarea tălpii fundației folosesc elemente de formă L, T, X, iar pentru elevații (pereții subsolului), elemente plane (panouri mari) sau module spațiale cu secțiuni închise alcătuite din patru pereți (tub), confecționate din beton armat. Se pot folosi la realizarea fundațiilor pentru clădirile cu suprastructura în diafragme din panouri mari, elemente spațiale și zidărie portantă, cu S+P+4E. Clădirile pot fi amplasate pe terenuri normale de fundare sau îmbunătățite, în zone seismice de gradul 6, 7 și 8.

Se vor prezenta trei variante de prefabricare totală a infrastructurii /107/.

##### 5.4.1 Varianta I

#### Infrastructură prefabricată din elemente de talpă și module spațiale

În acest caz ansamblul infrastructurii (fig.5.3) este compus din elemente de talpă (1) și din module spațiale (2).

Talpa fundației (1) este compusă din elemente sub formă de L, T și X (fig.5.4) care se montează pe un pat din nisip sau balast (3) cu grosimea de 5-10 cm bine compactat (fig.5.3). Imbinarea

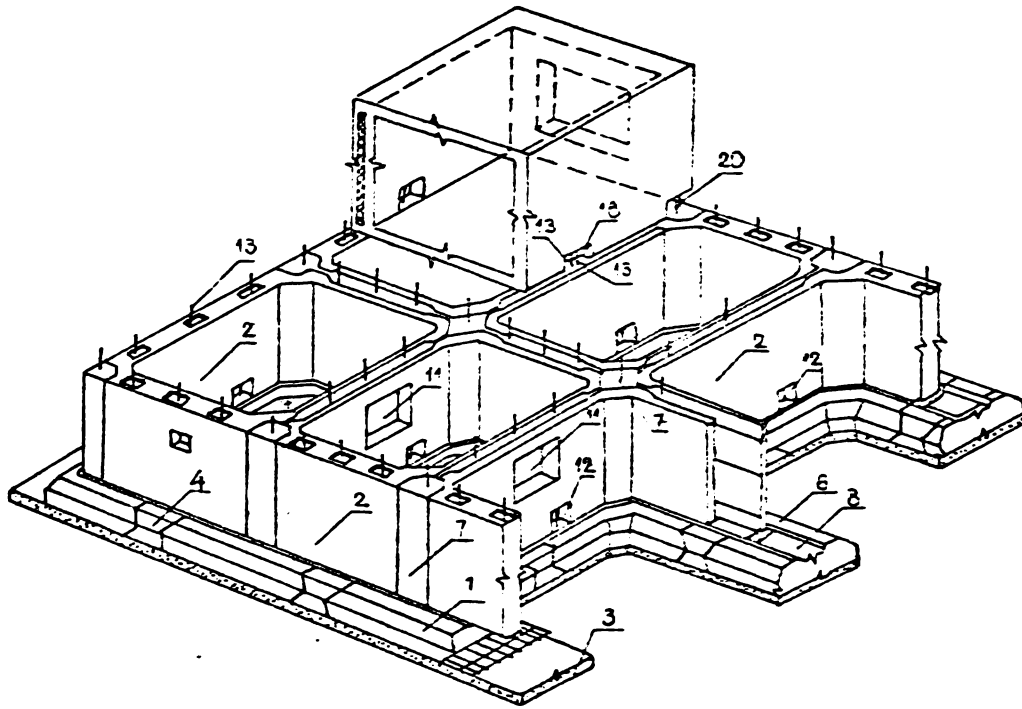


Fig.5.3 Ansamblul infrastructură prefabricată, varianta I :  
 1- elemente de talpă; 2- module spațiale; 3- pat din nisip;  
 4- îmbinări între elementele de talpă.

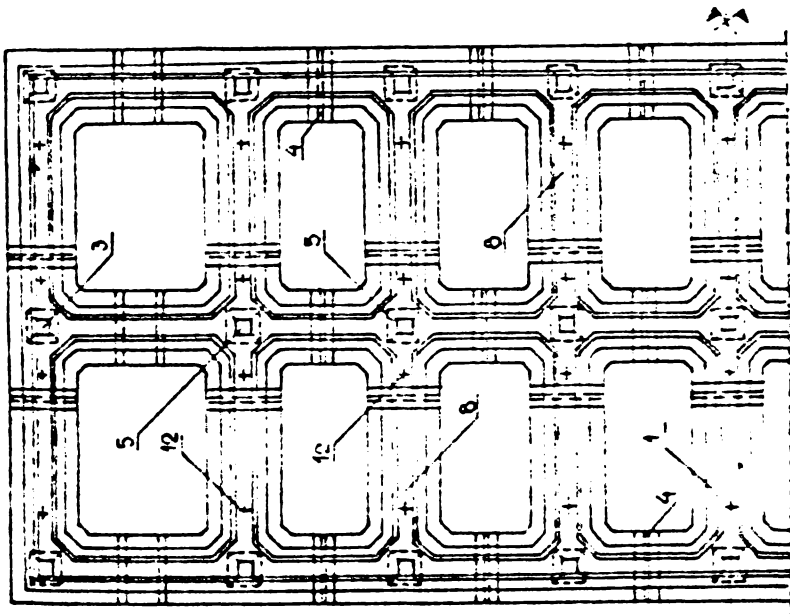


Fig.5.4 Aloțuirea tălpii fundației din  
 elemente prefabricate.

Ții între talpă și elevație se face de-a lungul axelor construcției prin subbetonare (6) și stâlpișorii din beton armat (7), realizați la intersecția axelor construcției. Pentru aceasta, toate elementele de talpă (L,T,X) sînt prevăzute cu șanțuri

elementelor L,T și X (fig.5.5) se realizează între axele construcției prin monolitizare(4).

Continuitatea armăturilor longitudinale se face prin suprapunere (fig.5.3) sau în cazuri deosebite prin sudură. Capetele elementelor prefabricate sînt executate în formă de "V" pentru realizarea unei conlucrări corespunzătoare la tasări diferențiate.

Asigurarea continuității

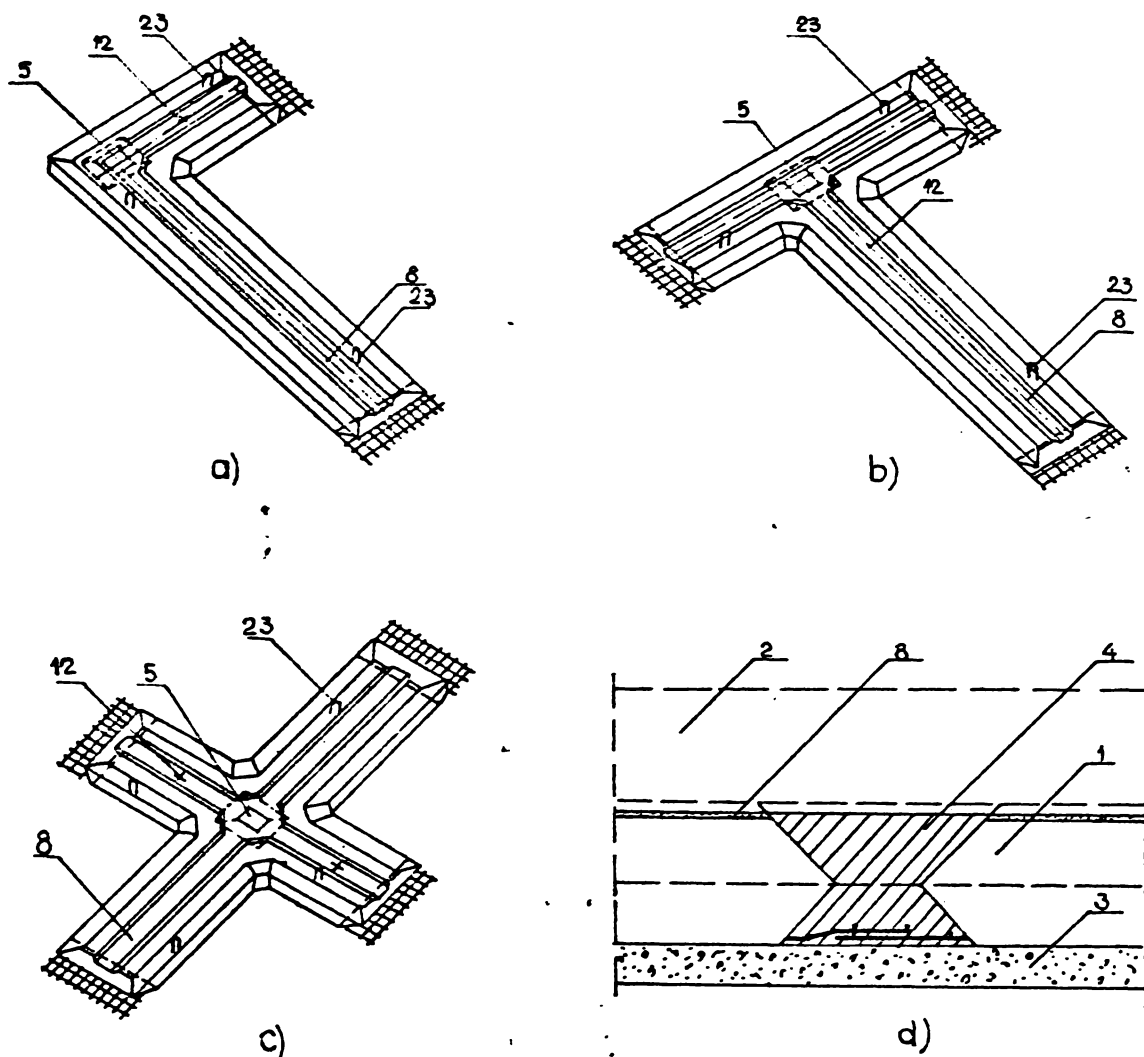


Fig.5.5 Elemente prefabricate pentru realizarea tălpii fundației și îmbinarea acestora: a- element "L"; b- element "T"; c- element "X"; d- îmbinarea elementelor "L", "T", "X".

(renuri) trapezoidale (8) cu adâncimea de 4-6 cm și cu goluri evazate (5), prevăzute la intersecția axelor construcției (fig.5.5).

Modulele spațiale sînt alcătuite din patru pereți ce formează un tub (fig.5.6). Într-o structură se folosesc două tipuri de module: module curente care au un singur perete exterior (fig.5.6a) și module de colț care au doi pereți exteriori (fig.5.6b). În zona muchiilor s-au plasat alveole (9) și bucle de armătură (10), pentru efectuarea îmbinărilor verticale.

Pereții modulelor spațiale, care după montaj devin elevații exterioare, au grosimea constantă de 16-20 cm, ceilalți sînt profiluți în formă de "V" cu grosimea minimă de 5 cm, marginile de sus și jos sînt îngroșate (fig.5.6). Restul dimensiunilor (lungimea și înălțimea pereților) sînt impuse de considerente funcționale și poziția ocupată în structură. În pereții modulelor spațiale sînt prevăzute goluri pentru trecerea instalațiilor și de vizitare (11). În caz că golurile sînt plasate în pereții subțiri (interiori), acestea se bordează cu nervuri (fig.5.6).



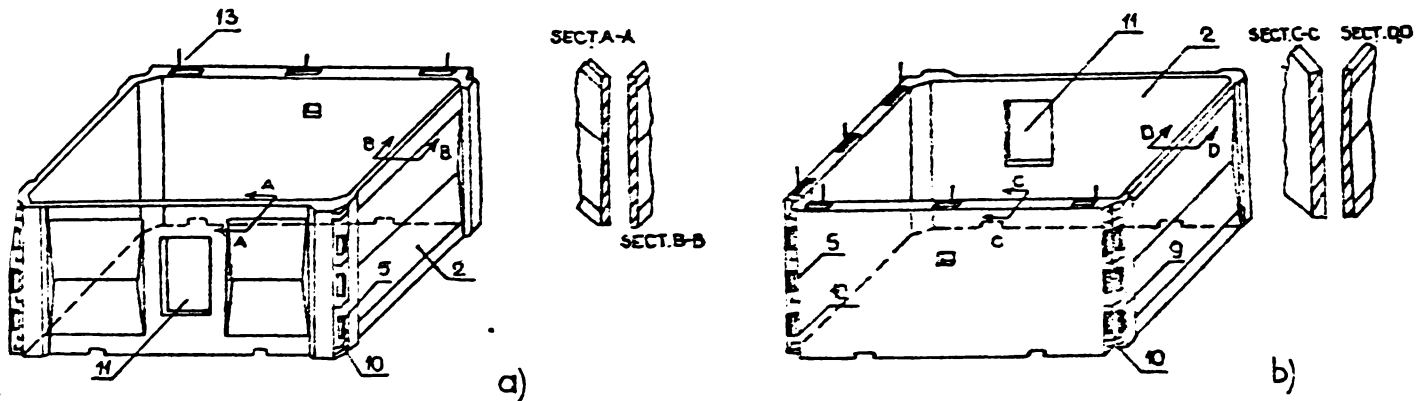


Fig.5.6. Module spațiale pentru elevații, varianta I: a- modul curent; b- modul de colț.

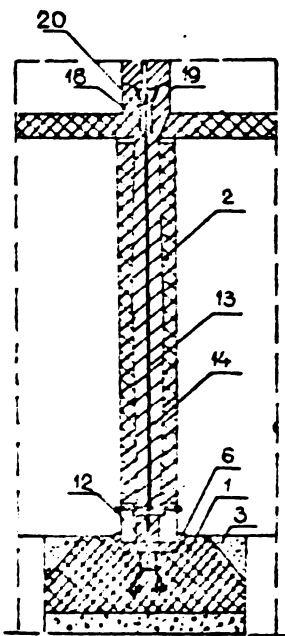


Fig.5.7 Imbinarea elementelor de infrastructură

Poziționarea modulelor spațiale pe talpa fundației se face cu sisteme obișnuite de colare (12), folosite curent la prefabricatele de la suprastructură (fig.5.3, fig.5.7). După montarea modulelor spațiale pentru elevații, în lungul axelor interioare se obține o dublare a pereților (fig.5.3, fig.5.7, fig.5.8). În spațiul format se montează barele de armătură (13), necesare pentru asigurarea continuității cu elementele de la suprastructură. Prin turnarea betonului de monolitizare, în spațiul dintre pereții dublați, se realizează subbetonarea (6) dintre talpă și elevație și monolitizarea modulelor spațiale (14), formându-se astfel pereții interiori ai subsolului (fig. 5.3, fig.5.8). În betonul proaspăt turnat între pereții interiori ai modulelor spațiale, la partea superioară, se vor realiza amprente (alveole) pentru executarea îmbinărilor orizontale de la cota zero.

Imbinarea prefabricatelor ce compun infrastructura (elemente de talpă și module spațiale) se face și prin intermediul stâlpișcrilor continui din beton armat (7), realizați la intersecția axelor principale ale construcției (fig.5.3, fig.5.8). Armarea verticală a îmbinărilor se face cu carcasse confecționate din bare (15) continue pe toată înălțimea infrastructurii (talpă + elevația, fig.5.8c). Barele (15) se introduc pe la partea superioară a îmbinării după poziționarea modulelor spațiale. În cazul când se îmbină patru module spațiale (nodurile interioare structurii, fig.5.8c) pentru armarea orizontală se folosește o fretă (16, fig.5.8d). Freta (16) se montează fie prin înșurubare pe la partea superioară după introducerea barelor verticale (15), fie prin lateral după poziționarea a trei module spațiale, barele verticale

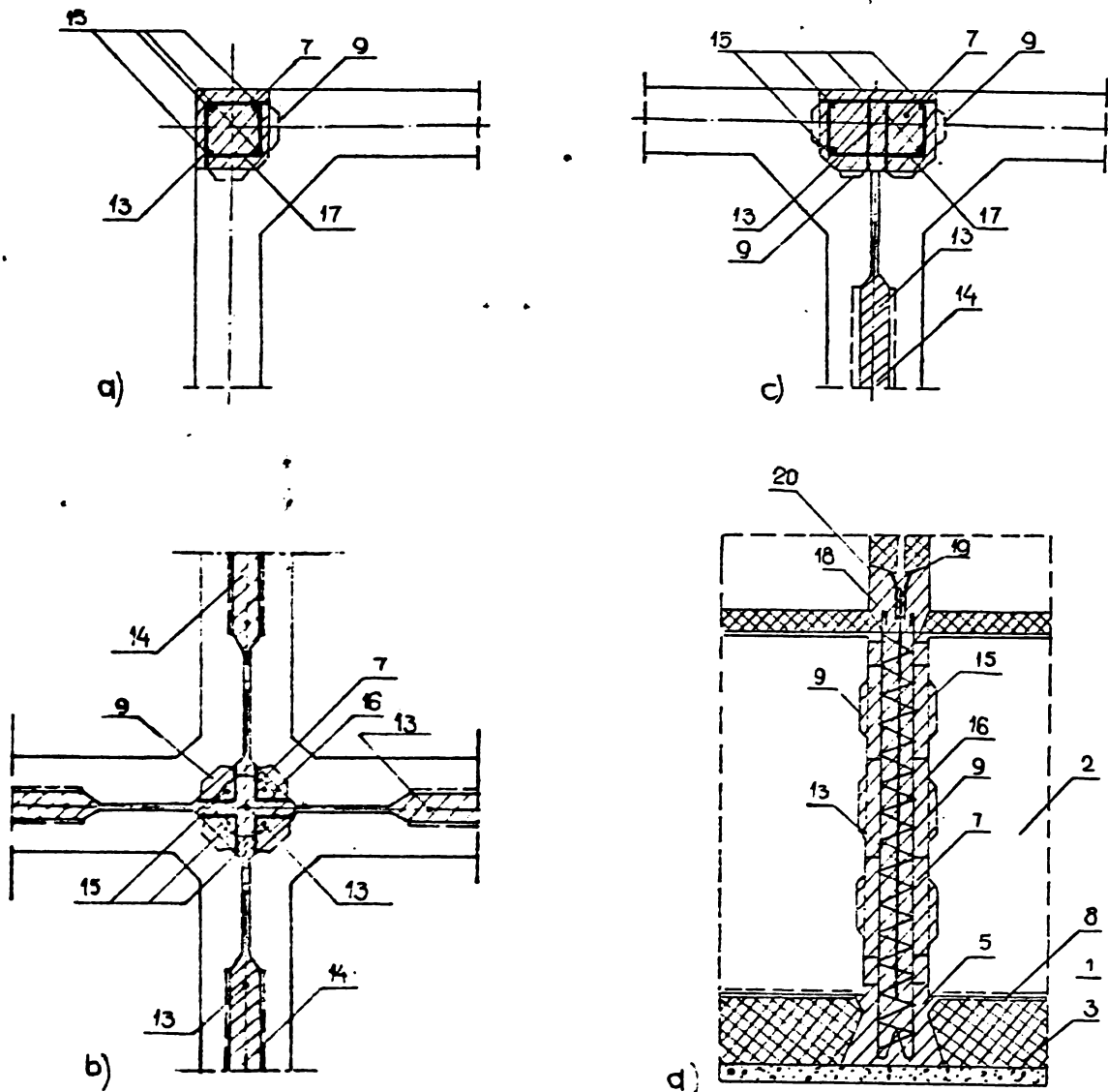


Fig.5.8 Realizarea îmbinărilor modulelor spațiale: a- îmbinare de colț; b- îmbinare a două module spațiale; c- îmbinarea a patru module spațiale; d- secțiune verticală prin îmbinarea a patru module spațiale.

introducându-se după aceea. În cazul îmbinărilor exterioare (fig.5.8a,b) pentru armarea orizontală se folosesc etrieri obișnuite (17).

Asigurarea continuității structurii de rezistență, în ansamblu; în elementele prefabricate de la suprastructură sînt prevăzute goluri (18) pentru barele de rezistență (19), în vederea executării sudurii (20) cu barele (13) de la infrastructură (fig.5.3, fig.5.8c).

#### 5.4.2. Varianta II

Infrastructură prefabricată din elemente de talpă, elevații din module spațiale și panouri mari

În această variantă infrastructura prefabricată (fig.5.9) este alcătuită din talpa fundației (1) formată din elemente L,T,X -(ca la varianta I) și din elevații compuse din module spațiale (21) așezate în șah (fig.5.10) și panouri plane (22) pentru completare (fig.5.11).

Elementele prefabricate ce compun talpa fundației sînt aceleași

ca și la varianta I. În acest caz modulele spațiale sînt alcătuite din patru pereți cu grosimea constantă de 18-20 cm, celelalte dimensiuni (lungimea și înălțimea) fiind dictate de poziția ocupată în ansamblul infrastructurii (fig.5.10). La intersecția pereților (muchii) s-au prevăzut intrînduri verticale în care sînt plasate alveole (9) și bucle de armătură (10) necesare realizării îmbinărilor (fig.5.10).

Panourile pentru elevație (fig.5.11) sînt alcătuite dintr-un singur strat din beton armat cu grosime constantă de 16-20 cm, celelalte dimensiuni (lungimea și înălțimea) sînt funcție de poziția ocupată în structură. Marginile laterale sînt prevăzute cu alveole (9) și bare sau bucle de armătură (10) pentru realizarea îmbinărilor. Asigurarea continuității cu suprastructura s-a efectuat cu barele (13). Pozi-

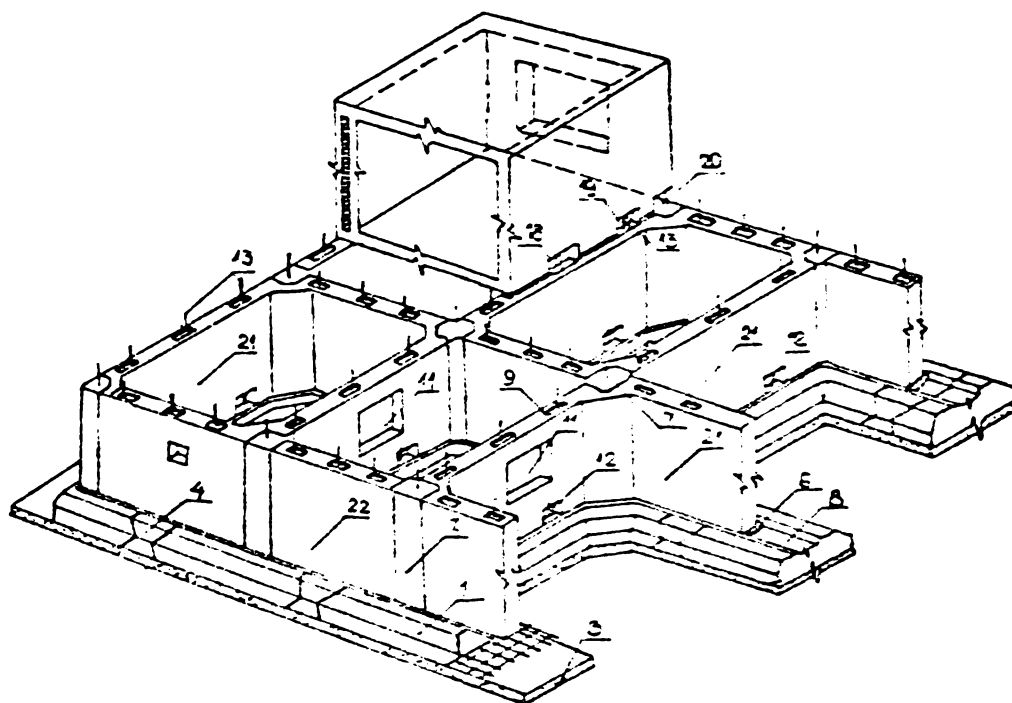


Fig.5.9 Ansamblul infrastructură prefabricată, varianta II: 1-elemente de talpă; 22- module spațiale; 22- panouri plane.

ționarea panourilor în ansamblul infrastructurii se face cu sisteme de colare obișnuite, numai după ce s-au montat modulele spațiale (fig.5.12).

În varianta II, comparativ cu varianta I, îmbinările verticale se simplifică deoarece se îmbină maxim două elemente (fig.5.13). După montarea elementelor spațiale și a panourilor de elevație se poziționează armăturile verticale din îmbinări (15), după care pentru nodurile interioare se introduce freta (16) prin înșurubare pe la partea superioară, iar pentru nodurile aflate pe conturul construcției se montează etrieri obișnuți (17, fig.5.12). Și în acest caz continuitatea armăturilor de rezistență se face prin sudură (20). Se sudează barele (13) de la infrastructură cu barele (19) de la suprastructură

(fig.5.9).

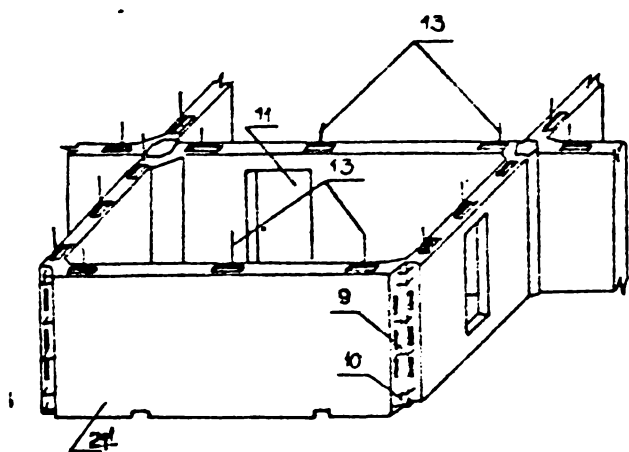


Fig.5.10 Modul spațial pentru elevații, varianta II

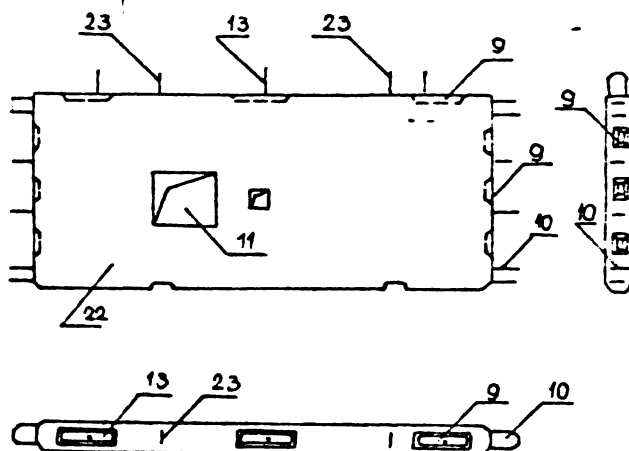


Fig.5.11 Panou pentru elevație, varianta II și III

#### 5.4.3. Varianta III

Infrastructură prefabricată din elemente de talpă și panouri mari pentru elevații

Ca și în cazul primelor două variante, talpa fundației este alcătuită din elemente în formă de L.T și X (fig.5.14). Elevațiile, de data aceasta, sînt alcătuite numai din panouri plane (fig.5.11) ce se dispun după ambele direcții (longitudinal și transversal) ale construcției (fig.5.14).

Poziționarea panourilor de elevație pe talpa fundației se face

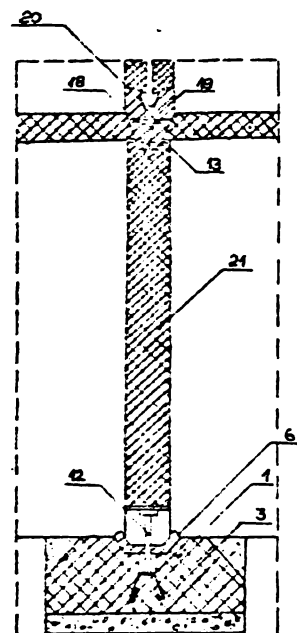


Fig.5.12 Secțiune verticală prin infrastructură, varianta II

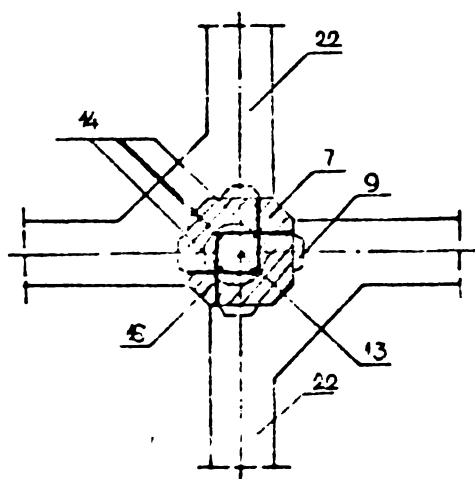
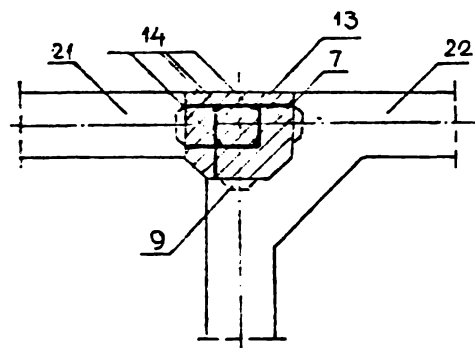


Fig.5.13 Imbinarea elementelor infrastructurii: a-modul spațial cu panou; b-îmbinarea a două module spațiale

cu sisteme obișnuite de calare (12, fig. 5.14) care permit realizarea subbetonării (6).

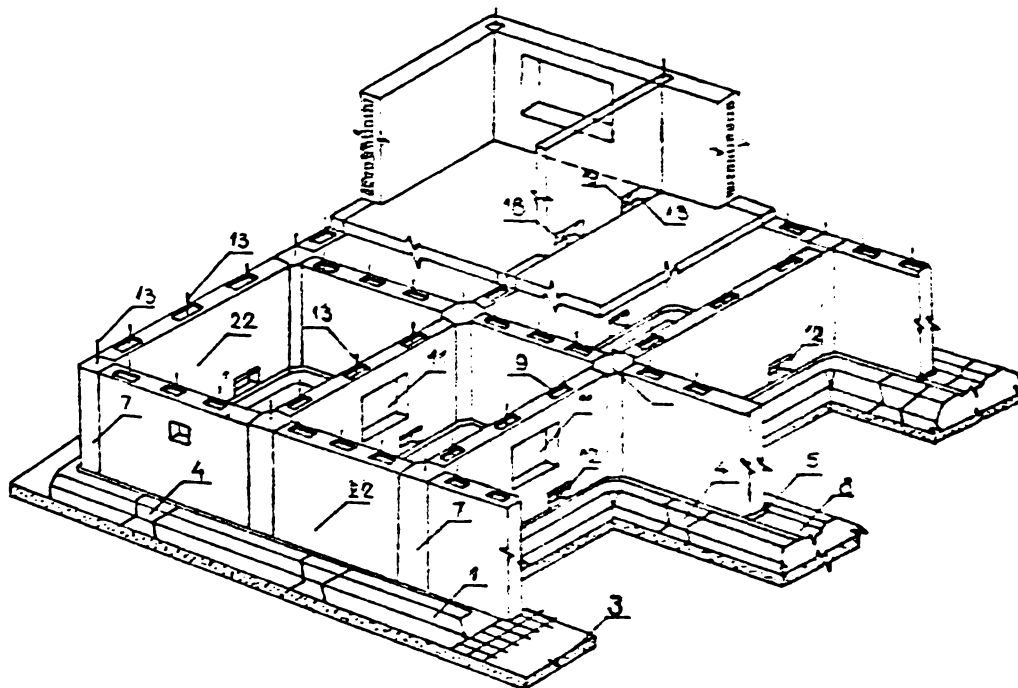


Fig. 5.14 Ansamblul infrastructură prefabricată, varianta III

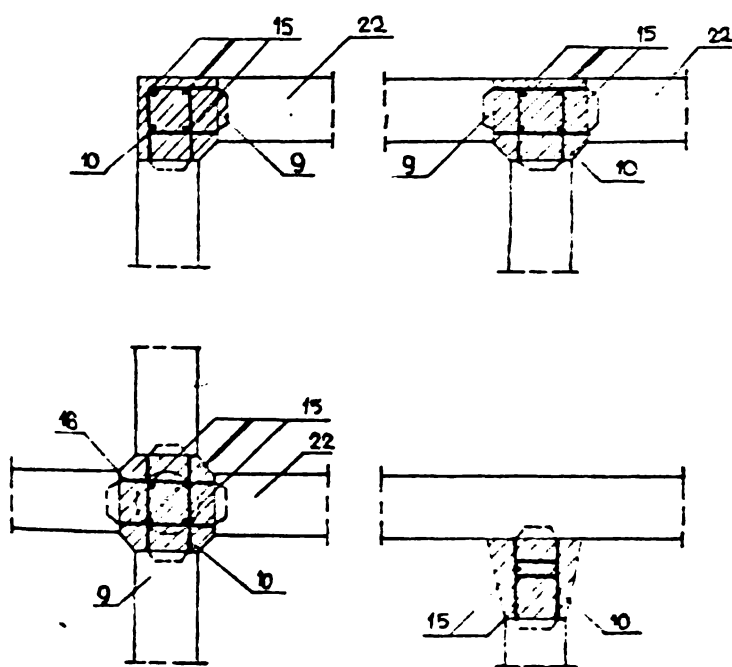


Fig. 5.15 Imbinarea panourilor de elevație: a- imbinare a două panouri; b- imbinare a trei panouri; c- imbinare a patru panouri; d- imbinare neportantă.

Realizarea îmbinărilor între panourile de elevație se face prin sudarea cu eclise a barelor orizontale (10), după care se montează armăturile verticale (15) și freta (16) pentru nodurile interioare (fig. 5.15c), sau etrierii (17) pentru nodurile exterioare (fig. 5.15a, b).

Montarea freta se face prin înșurubare pe la partea superioară a îmbinării. Prin turnarea betonului se creează îmbinări continue (7) pe toată înălțimea infrastructurii (fig. 5.14). În acest caz îmbinările sînt simple și leagă toate elementele prefabricate ale infrastructurii (tălpi și elevații) într-o singură monolitizare. Teserea îmbinărilor elementelor

de talpă (plasate interax) cu cele dintre talpă și elevații executate la intersecția axelor, crează o rigiditate sporită ansamblului



infrastructurii (fig.5.17), contribuind la mărirea siguranței construcției.

Continuitatea armăturilor de rezistență dintre suprastructură și infrastructură se face prin sudură ca și în cazul variantelor anterioare.

Pentru manipulare elementele prefabricate pentru tălpi și elevații, în toate cele trei variante, sînt prevăzute cu agrafe obișnuite (23) (pot fi prevăzute și alte sisteme concepute în acest scop).

#### 5.4.4 Elementele de noutate în conceperea infrastructurii prefabricate

Mărirea gradului de industrializare și tipizare de la nivelul "cotei zero" pentru clădirile cu S+P+4E, se obține prin realizarea de elemente prefabricate pentru talpă în formă L, T și X, (care permit efectuarea îmbinărilor între axele construcției) și elevații alcătuite din module spațiale sau din panouri mari (care se îmbină la intersecția axelor principale ale construcției). Acest mod de realizare a permis decalarea îmbinărilor (șeserea acestora), conferind ansamblului infrastructurii rigiditate mare, siguranță în exploatare și execuție simplă.

Elementele de talpă L, T și X (forme noi) sînt prevăzute cu goluri evazate (trunchi de piramidă cu baza mare jos), la intersecția axelor construcției, necesare realizării îmbinărilor cu elevațiile prefabricate.

Elevațiile fundațiilor se realizează pentru prima dată din module spațiale cu secțiune închisă (tub), (v. varianta I și II).

Stîlpișorii (7) prevăzuți la intersecția axelor construcției, sînt armați cu bare continue pe toată înălțimea infrastructurii (datorită golurilor evazate din talpă), fapt ce simplifică execuția și mărește rigiditatea infrastructurii.

### 5.5. Proiectarea elementelor prefabricate ale infrastructurii

#### 5.5.1 Considerații asupra normativului Plol-78

Instrucțiunile tehnice pentru proiectarea și execuția clădirilor de locuit cu structura de rezistență din panouri mari, individual P.lol-78 /151/, prevăd ca infrastructura clădirilor de locuit din panouri mari să se realizeze, de regulă, cu subsol general. Pereții subsolului putînd fi realizați fie din beton monolit, fie din panouri prefabricate. Este indicat ca înălțimea pereților subsolului să fie aceeași pe toată suprafața clădirii. Se menționează că în cazul cînd pereții subsolului sînt realizați din panouri mari prefabricate, acestea să fie asamblate prin monolitizări corespunzătoare, astfel încît

să asigure rigiditatea de ansamblu a infrastructurii. Pentru aceasta fețele laterale ale panourilor vor fi profilate și prevăzute cu muștăți sau bucle care se înădăsc prin sudură, respectiv prin bucle suprapuse. 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 tălpii fundațiilor.

La clădirile amplasate pe terenuri la care se pot produce tasări diferențiate, este necesar a se efectua un calcul al pereților subsolului, care trebuie să poată prelua eforturile suplimentare provenite din aceste tasări; în calcule se va putea ține seama de conlucrarea cu suprastructura /151/.

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, fără a fi 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 tălpiilor pentru fundații continue, la clădirile cu structura din panouri mari, iar pentru elevații problema este tratată în modul cel mai general; fără a se face referiri la alcătuirea și calculul panourilor pentru pereții subsolului.

De asemenea, nu se precizează metodele pentru calculul de interacțiune statică dintre construcție și teren, necesare unei dimensionări corespunzătoare a infrastructurii.

În continuare se vor prezenta considerațiile teoretice care au stat la baza proiectării infrastructurii total prefabricate, cu referiri în special la varianta III (v.pct.5.3).

#### 5.5.2. Ipoteze, etape de calcul și alcătuirea elementelor prefabricate

La realizarea programului experimental s-a pornit de la proiectul tip T 744/R, secțiunea Db3.

Pentru calcul s-au considerat următoarele încărcări:

- sarcina verticală provenită din greutatea clădirii și încărcările utile (încărcări date în proiectul tip pentru cota de -2,00 m);
- sarcini orizontale din vânt;
- sarcini orizontale din seism;
- deformarea clădirii prin cedarea rezemelor;
- influența încărcării neuniforme a sarcinilor verticale pe fundațiile diafragmelor;
- împingerea pământului pe panourile exterioare;

Dimensionarea și verificările elementelor prefabricate de la infrastructură s-a făcut conform normativului P 101-78 "Instrucțiuni tehnice privind proiectarea clădirilor de locuit cu structura de rezistență din panouri mari" elaborat de I.P.C.T. București.

La panourile pentru elevații au fost făcute următoarele verificări:

- capacitatea portantă la acțiunea forței tăietoare (aparitia unei fisuri înclinare sub acțiunea eforturilor principale de întindere);

- rezistența la eforturile de compresiune (ținând seama și de excentricități, curgere lentă și flambaj);

- rezistența la eforturile de întindere (dimensionarea armăturii verticale de continuitate);

Verificarea îmbinărilor verticale a constat din:

a. verificare la lunecare (forfecare), cu relația :

$$\text{lunecare totală} \leq \text{lunecare capabilă}$$

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. La verificarea lunecărilor s-au avut în vedere frecările din zonele comprimate, capacitatea portantă a stâlpișerilor de la intersecții (aportul betonului și al armăturilor).

În urma verificărilor (pe baza solicitărilor reale) a rezultat forma generală a panourilor prefabricate pentru elevații și a elementelor de talpă (L,T,X).

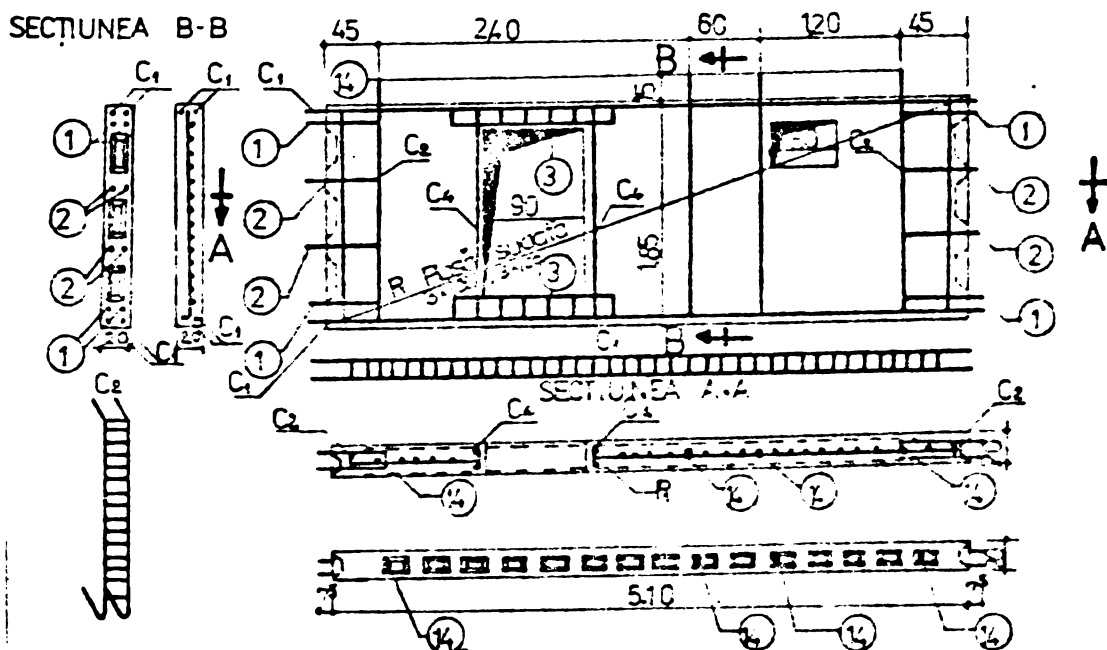


Fig.5.16 Panou pentru elevație, varianta 1 și 2

Pe baza calculelor teoretice, studierii soluțiilor existente (țară și străinătate) și a observațiilor din timpul execuției, au fost concepute trei variante pentru panourile de elevație și o variantă pentru elementele de talpă (L,T,X).

În toate variantele panourile pentru elevații (fig.5.16, fig. 5.17) au grosime constantă de 18-20 cm (soluție adoptată mai înainte de către IPROTIM). Grosimea aleasă satisface și realizarea stâlpișorilor de monolitizare prevăzuți la intersecția axelor construcției. Fața superioară a panoului, în toate cazurile, 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 și cu dinți pentru gradul seismic 8. Lunecările care apar putând fi preluate prin frecare, stâlpișorii din beton de la intersecții și dinți din beton.

Cele trei variante pentru panourile de elevație diferă prin modul de realizare a fețelor laterale din îmbinările verticale și modul de armare (urmărindu-se reducerea la maximum a consumului de armătură).

În variantele 1 și 2, fețele laterale sînt prevăzute cu alveole (fig.5.16). În varianta 1 armarea s-a făcut cu carcasa pe contur și două plase STNB (cîte una pe fiecare față laterală), iar în varianta 2 s-a prevăzut numai o plasă STNB pozată în planul median (fig. 5.16). În varianta 3, fețele laterale sînt prevăzute cu dinți (fig.5.17), armarea este realizată dintr-o carcasă spațială confecționată, fapt ce permite reducerea consumului de armătură. De menționat că armarea s-a făcut din condiții constructive (contractie, manipulare și transport.)

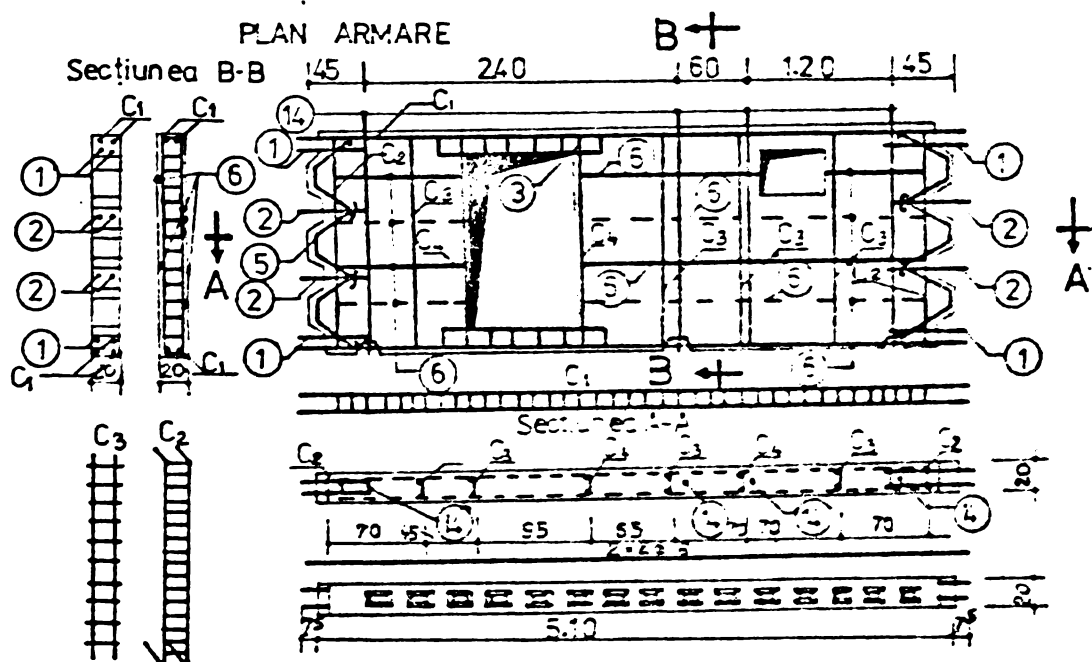


Fig.5.17 Panou pentru elevație, varianta 3

In tabelul 5.2 se prezintă consumurile de armătură la cele trei variante.

Tabelul 5.2

element	Vol. bet. B200 [mc]	greut. [to]	otel beton [Kg]			bucșă metal [Kg]	total otel be [Kg]	% față de var. 1
			STN3	OB 37	PC 52			
panou SI 54-10 Varianta 1	1,537	3,893	20,96	6,87	43,54	0,44	71,01	100
panou SI 54-10 Varianta 2	1,537	3,893	11,19	6,87	43,54	0,44	62,04	87,36
panou SI 54-10 Varianta 3	1,537	3,893	3,2	6,87	43,54	0,44	56,05	78,93

Varianta 3, în comparație cu varianta 1, permite o reducere a cantității de oțel beton cu 21,07 %. In această variantă, în municipiul Arad, au fost executate looo de apartamente, dovedindu-se corespunzătoare și din punct de vedere tehnic (la turnare, manipulare și transport nu au apărut fisuri). Acest fapt a permis ca din aceeași cantitate de oțel beton din care se prefabricau numai elevațiile să se prefabrică întreaga infrastructură (tălpi și elevații).

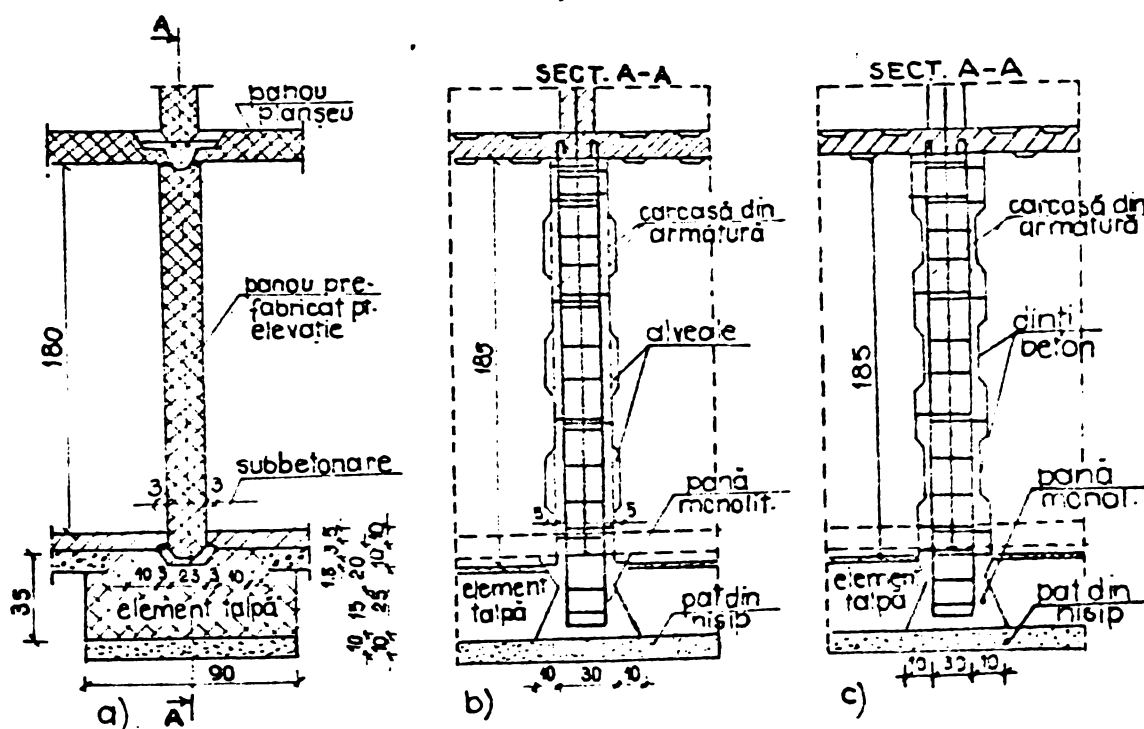


Fig.5.18 Secțiuni infrastructură: a- secțiune verticală; b- îmbinare verticală între panourile din varianta 1 și 2; c- îmbinare verticală între panourile din varianta 3.

Elementele de talpă s-au conceput sub formă de L, T și X (fig. 5.19).

Armarea are rol constructiv (contractie, manipulare și transport) și s-a făcut cu plase sudate prevăzute la partea superioară și inferioară, iar golurile sînt bordate suplimentar cu bare independente. In cazul unor lățimi mari a fundațiilor, armarea inferioară



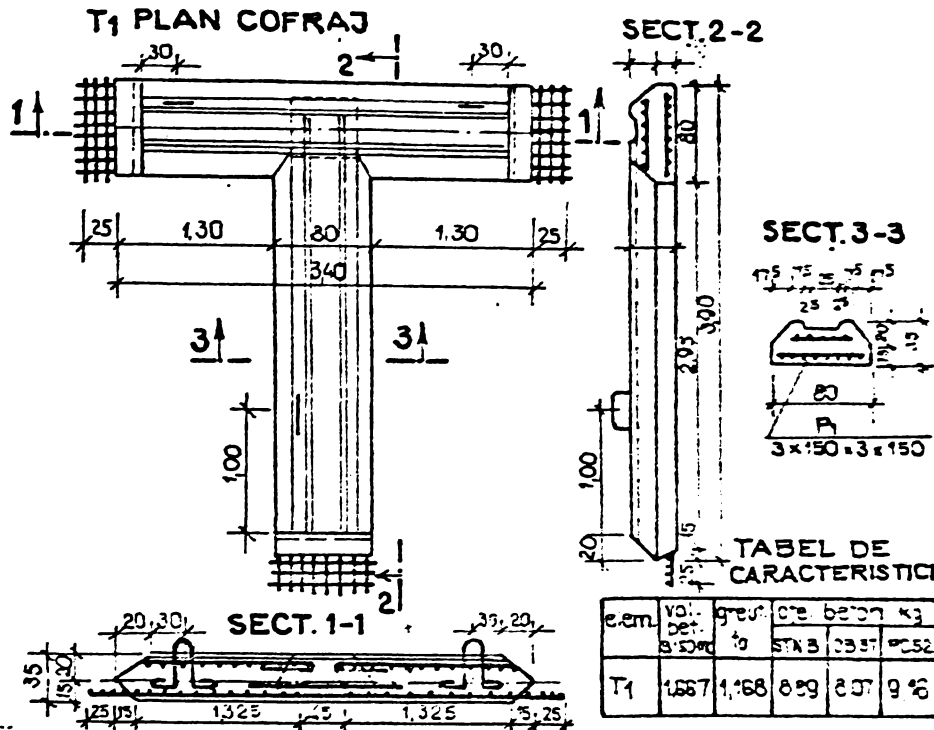


Fig.5.19 Alcătuirea elementelor de talpă și cu ajutorul relației lui Pommerete /88/.

A. In cazul apariției "bielelor de compresiune", capacitatea de rezistență a îmbinării verticale la lunecare este dată de suma capacității de rezistență a bielelor, a betonului din centură și a armăturii orizontale pe înălțimea unui etaj.

$$\bar{c} \cdot L_e \leq T_{max}$$

$$\bar{c} \cdot L_e \leq \frac{R_c \cdot \alpha \cdot \epsilon \cdot H}{2} + 0,6 R_t A' + 0,8 R_a A_d \quad (5.1)$$

$$L_e = \bar{c} \cdot h \cdot H$$

în care:

- $\bar{c}$  - este coeficientul de comportare = 1,2 (P 101-78);
- $L_e$  - lunecarea pe înălțimea unui etaj;
- $\bar{c}$  - efortul tangențial în dreptul îmbinării verticale, calculat cu formula lui Juravski, în care forța tăietoare este majorată cu 1,5 conform prevederilor din normativul pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor;
- $\alpha$  - lățimea minimă a alveolelor sau dinților (fig.5.22);
- $\epsilon$  - un coeficient de reducere depinzând de forma profilăției laterale a panourilor și reprezentând secțiunea activă a bielelor de compresiune pe unitatea de lungime a îmbinării (fig. 5.22);
- $R_c$  și  $R_t$  - rezistențele de calcul ale betonului din panouri conform STAS 10107/0-76;
- $H$  - înălțimea nivelului între axele planșelor;

rezultă din calcul.

### 5.5.3 Verificarea îmbinărilor verticale - relații de calcul.

Verificarea îmbinărilor verticale (unul din elementele principale în comportarea infrastructurii prefabricate) s-a făcut în ipoteza apariției unor "biele de compresiune" în betonul de monolitizare (fig.5.22), conform normativului P 101-78

$h$  - grosimea panoului;

$A'_a$  - aria centurii;

$R_a$  - rezistența de calcul a armăturii conform STAS 10107/0-76;

$A_a$  - aria totală a armăturii din îmbinarea verticală și a armăturii longitudinale din centură.

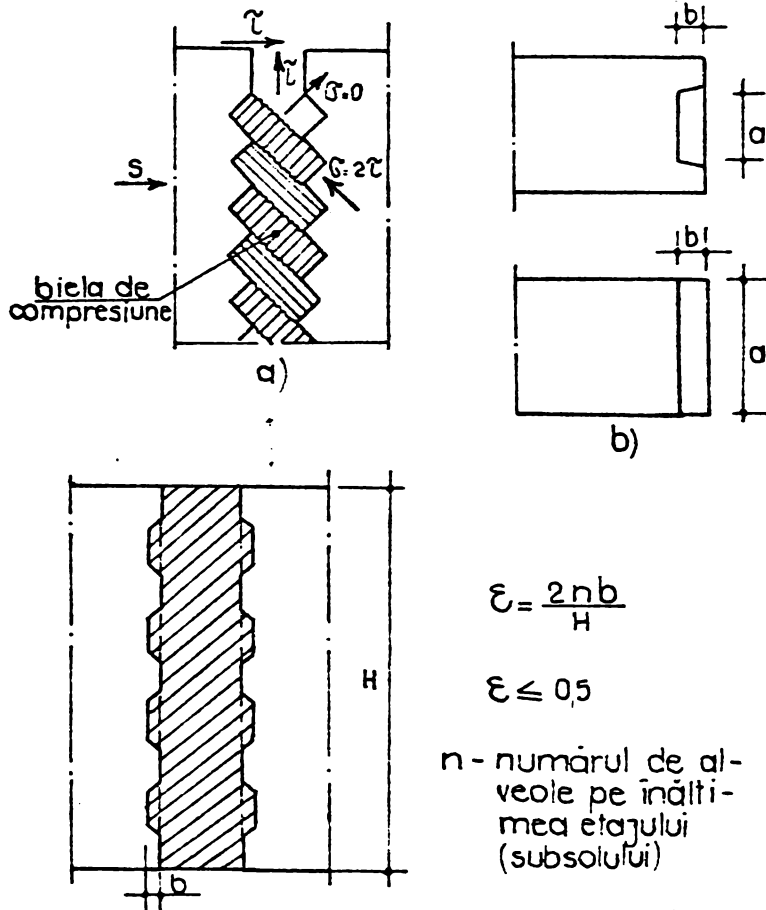


Fig.5.20 Imbinări verticale - formarea bielelor de compresiune.

B. Capacitatea de rezistență a îmbinărilor verticale folosind formula lui Pommerate.

$$L_e = H \sqrt{R_{pr}} \left[ 8,2 \sqrt{A_a R_a} + 0,42 (1+A_a) B \right] \quad (5.2)$$

în care:

$H$  - înălțimea nivelului (panoului);

$R_{pr}, R_a$  - rezistențe de calcul conform STAS 10107/0-76;

$A_a$  - aria armăturii de cusătură (bare orizontale) pe  $m$ ;

$B$  - secțiunea alveolelor pe unitatea de lungime.

În cadrul acestui capitol se vor prezenta,

comparativ, rezultatele obținute cu cele două relații și valorile experimentale pentru capacitatea portantă a îmbinărilor verticale.

## 5.6. Experimentări pe modele în scara 1:2

### 5.6.1. Prezentarea modelelor

Modul de alcătuire al infrastructurii total prefabricate (fundeeții continue: elevații și tălpi), a impus noi studii și cercetări experimentale, ce se vor prezenta în cele ce urmează.

La realizarea programului experimental s-a pornit de la proiectul tip T 744. În soluțiile prezentate, prin concepția de realizare a prefabricatelor (panouri pentru elevații și tălpi) și a îmbinărilor acestora, s-a urmărit reducerea cantităților de materiale (armături, ciment, beton etc), precum și îmbunătățirea conlucrării dintre construcție-fundație-teren.

Programul experimental a cuprins un număr de 7 tipuri de modele (în total  $7 \times 3 = 21$  elemente), concepute în ideea determinării rezistenței îmbinărilor dintre elementele prefabricate de la

infrastructură (elevații și tălpi). Modelele experimentale au fost executate în scara 1:2, aplicată soluției proiectate (v.pct.5.4), cu păstrarea procentului de armare.

Modelele experimentale 1,2,3, au fost concepute pentru testarea capacității portante la forfecare a îmbinărilor panourilor de elevație (fig.5.21, fig.5.22, fig.5.23).

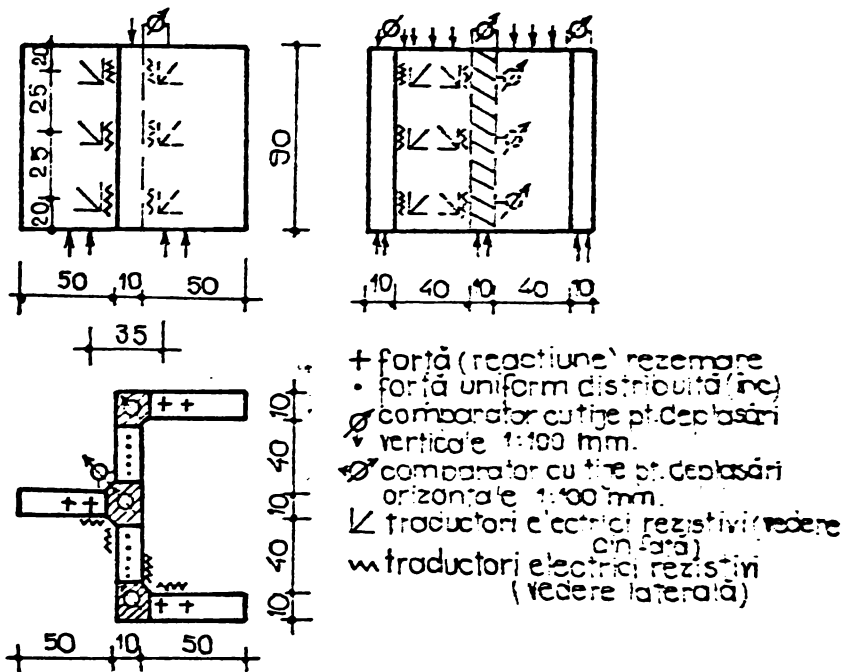


Fig.5.21 Modelul 1. Schema statică și echiparea pentru măsurători dintre talpă și elevație.

Toate modelele au fost compuse prin îmbinarea unor plăci prefabricate, turnate din beton armat în scara 1:2, cu respectarea procentului de armare față de elementele proiectate în scara 1:1 /88/, /89/.

Turnarea plăcilor s-a făcut în poziție orizontală folosind un beton preparat după o rețetă pentru B 200, armătură flexibilă oB37 și sîrmă STAS 889-60.

Realizarea modelelor (îmbinărilor între elemente) s-a efectuat după 28 zile de la turnare. Pentru monolitizări s-a folosit un beton preparat după o rețetă corespunzătoare lui B 250.

Inercarea modelelor în stand s-a efectuat după 30-40 zile de la turnarea monolitizărilor.

Alcătuirea modelelor 4 și 5 (fig.5.24) s-a făcut cu scopul de a pune în evidență comportarea diferită dintre panourile monolite și panourile îmbinate (testarea îmbinării verticale), supuse la încovoiere cu forță tăietoare.

Modelele 6 și 7 (fig.5.25, fig.5.28) au fost realizate pentru a evidenția comportarea îmbinării

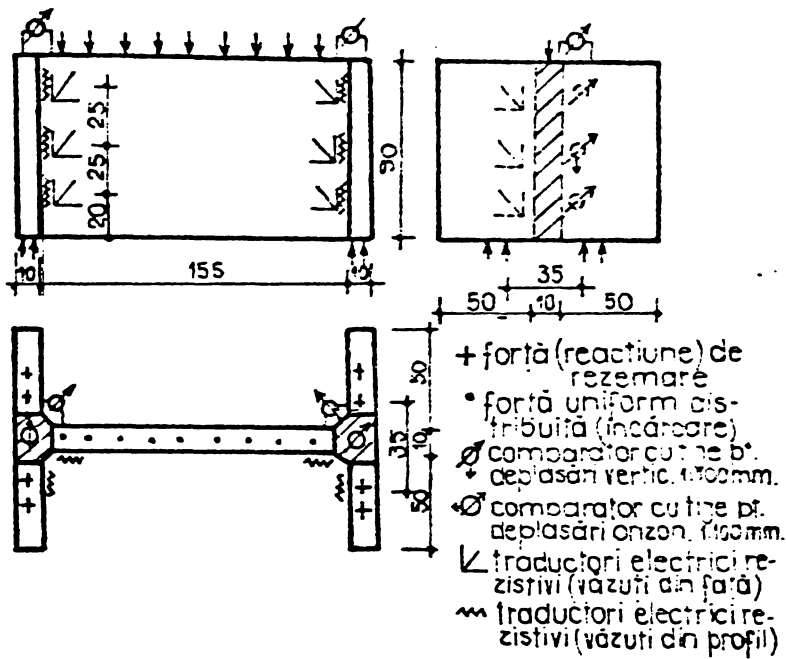


Fig.5.22 Modelul 2.  
Schema statică și echiparea pentru măsurători

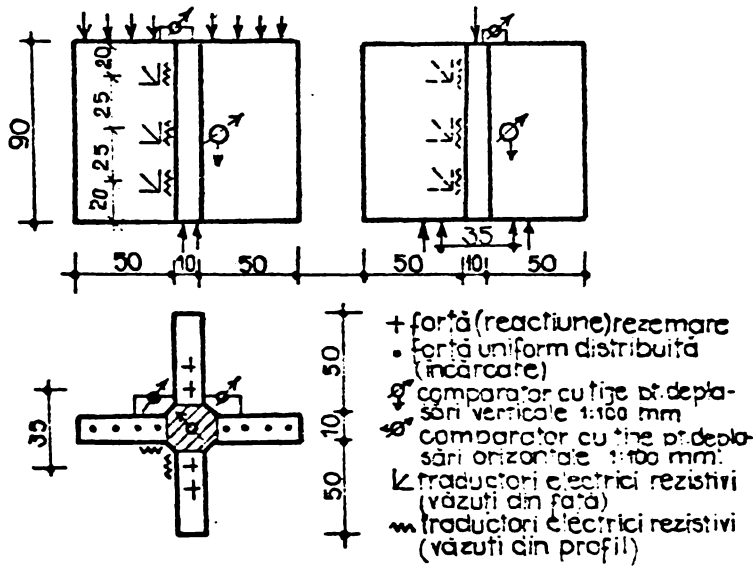


Fig.5.23 Modelul 3.  
Schema statică și echiparea pentru măsurători

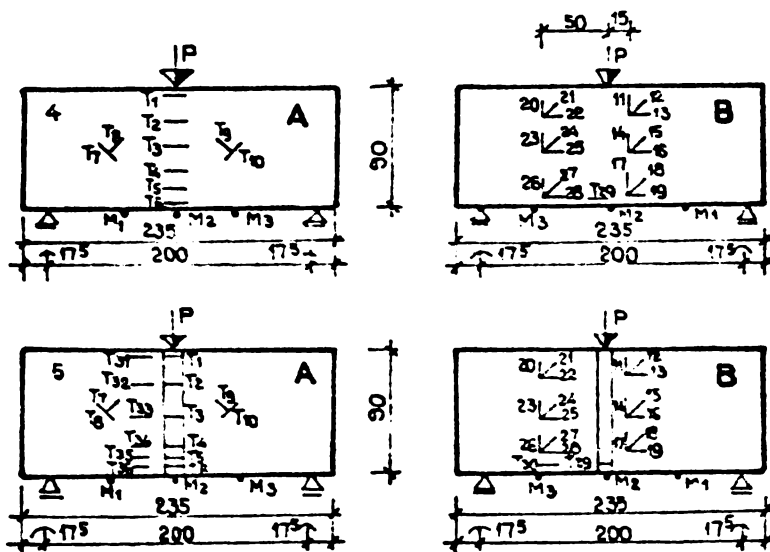


Fig.5.24 Modelele 4 și 5. Schema statică și echiparea pentru măsurători (timbre tensometrice și fleximetre).

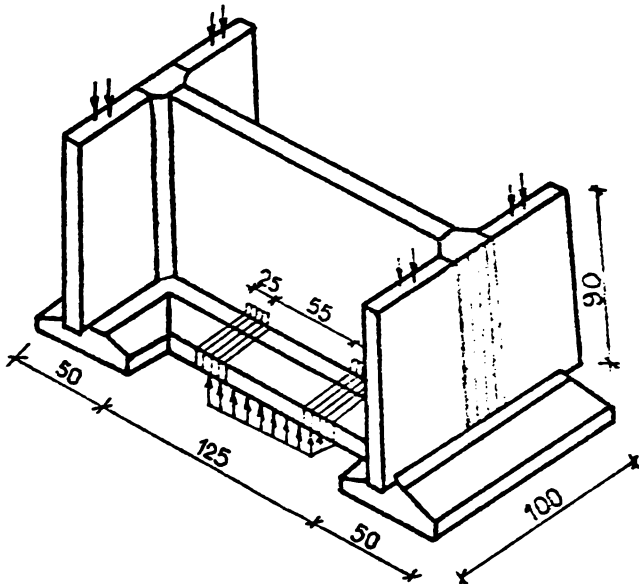


Fig. 5.25 Modelul 6. Schema statică

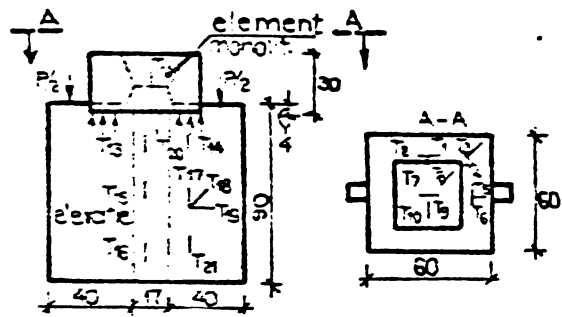


Fig. 5.26 Modelul 7. Schema statică

### 5.6.2. Materiale folosite

#### Betonul

Rețeta folosită a fost alcătuită pentru a obține beton de marca B 200, cu următoarea compoziție (la 1 mc beton proaspăt):

- ciment (PZ - 400)	300 kg/mc
- apă	184 kg/mc
- agregate 0-3	525 kg/mc
3-7	230 kg/mc
7-15	1150 kg/mc

Pentru monolitizare, rețeta a fost făcută pentru obținerea unui beton marca B 250, cu următoarea compoziție (la 1 mc beton proaspăt):

- ciment (PZ - 400)	340 kg/mc
- apă	188 kg/mc
- agregate 0-3	480 kg/mc
3-7	230 kg/mc
7-15	1150 kg/mc

La fiecare turnare au fost confecționate probe pentru a determina marca betonului (cuburi de 10 x 10 x 10 cm), rezistența la întindere (prisme de 10 x 10 x 55 cm) și modulul de elasticitate (prisme de 10 x 10 x 30 cm).

Se prezintă sintetic, pentru cele două mărci de betoane (B 200 și B 250), rezultatele obținute (tabelul 5.3 și tabelul 5.4).

Inercarea epruvetelor s-a efectuat conform STAS 1275-70.

Din cele două tabele reiese că au fost realizate mărci mai mari decât cele propuse.

Fracțiunea 15÷30 de la agregate nu s-a folosit la confecționarea modelelor, deoarece acoperirea cu beton a armăturilor de



de rezistență a fost de circa 1,5 cm.

Rezultate obținute pentru rețeta B 200

Tabelul 5.3

Nr.crt.si cubului încercat	1	2	3	Media
Aria suprafeței la compresiune (a x b), în cm <sup>2</sup>	10 x 10	10 x 10	10 x 10	10 x 10
Forța de rupere, în daN	21.000	20.500	20.600	20.700
Rezistența la compresiune, în daN/cm <sup>2</sup> , după 28 de zile	210	205	206	207

Rezultate obținute pentru rețeta B 250

Tabelul 5.4

Nr.crt.si cubului încercat	1	2	3	Media
Aria suprafeței la compresiune (a x b), în cm <sup>2</sup>	10 x 10	10 x 10	10 x 10	10 x 10
Forța de rupere, în daN	29.600	28.000	28.000	28.500
Rezistența la compresiune, în daN/cm <sup>2</sup> , după 28 de zile	296	280	280	285

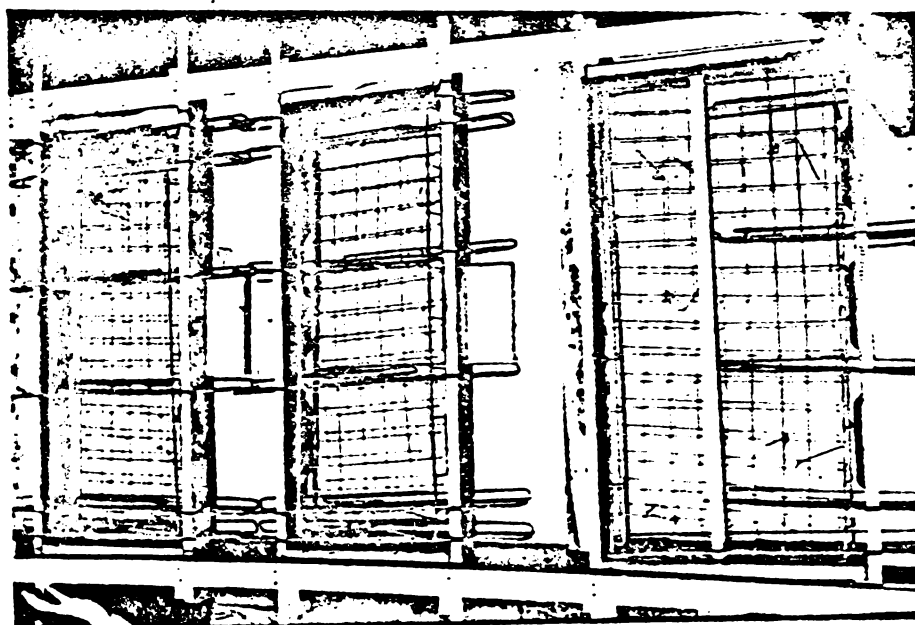


Fig.5.27 Armarea plăcilor prefabricate pentru confecționarea modelelor

OB37 cu diametrul de  $\varnothing 6$ , la fel și bucelele (mustățile) de legătură pentru realizarea stâlpișorilor de beton din îmbinări (fig.5.16, fig. 5.17, fig.5.18). Pentru preluarea contracției, în axa mediană a pancurilor a fost prevăzută câte o plasă confecționată în atelier (2 x 50/2 x 50) din sîrmă, cu diametrul  $\varnothing 2$  (STAS 889-60) și latura ochiului pe ambele direcții de 50 mm. Armarea unei plăci din componența modelelor este prezentată în fig.5.27.

Armarea verticală a stâlpișorilor de monolitizare s-a făcut

#### Armătura

În noua concepție de armare a fundațiilor continue prefabricate (elevații și tălpi) s-a căutat să se reducă consumul de armătură, fără a influența rezistența stabilitatea și siguranța în exploatare.

Conturul panourilor, necesare confecționării modelelor, a fost armat cu carcasa realizate din oțel beton

cu 4 Ø 8 din OB37 /88/,/89/.

### 5.6.3 Incercări efectuate

Incercarea modelelor s-a efectuat în standul Catedrei de Drumuri și Fundații din Timișoara.

Schemele de încărcare și echiparea pentru măsurători, în cazul fiecărui model, sînt prezentate în fig.5.21 ÷ 5,26.

Aplicarea încărcării la fiecare model s-a făcut în trei cicluri de încărcare descărcare conform metodologiei prezentate în tabelul 5.5.

Tabelul 5.5

Ciclul 1		Ciclul 2		Ciclul 3
Încărcare	Descărcare	Încărcare	Descărcare	Încărcare
0.P <sup>n</sup>	↑ ↓	0.P <sup>n</sup>	↑ ↓	0.P <sup>n</sup>
1/3P <sup>n</sup>		1/3P <sup>n</sup>		1/3P <sup>n</sup>
2/3P <sup>n</sup>		2/3P <sup>n</sup>		2/3P <sup>n</sup>
3/3P <sup>n</sup>		3/3P <sup>n</sup>		3/3P <sup>n</sup>
		1,1P <sup>n</sup>		1,1P <sup>n</sup>
		1,2P <sup>n</sup>		1,2P <sup>n</sup>
				1,3P <sup>n</sup>
				1,4P <sup>n</sup>
				rupere

Încărcarea normată a fost obținută din capacitatea portantă determinată cu rezistențele de calcul prin împărțire cu un coeficient mediu de 1,2.

Ca principiu, la primul ciclu de încărcare s-a mers pînă la valoarea încărcării normate, calculate. La ciclu al doilea de încărcare s-a mers pînă la valoarea încărcării de calcul determinată conform proiectului 80el/78 IPCT București. În ciclu al treilea s-a mers pînă la ruperea modelelor prin colaps. Acest mod de încărcare permite stabilirea diferenței între valoarea încărcării de rupere față de valoarea încărcării de calcul acceptată; totodată este ușă în evidență mai bine ductilitatea îmbinărilor.

### 5.6.4. Măsurători efectuate

Valoarea forțelor aplicate s-a determinat cu ajutorul unui nometru de 200 daN/cm<sup>2</sup>.

Deplasările care duc la forfecerea îmbinărilor, precum și stabilitatea panourilor s-au verificat cu microcomparatoare cu sensibilitatea 1:100 mm.

În cazul modelelor 4 și 5 au fost plasate fleximetre cu precizia 1:10 mm, la partea inferioară a elementelor pentru a prinde

evoluția săgeților cu valorile treptelor de încărcare (fig.5.29).

Pentru măsurarea deformațiilor betonului din zonele laterale suprafeței de forfecare (pe elementele longitudinale și transversale îmbinării) s-au distribuit timbre tensometrice cu baza de măsurare  $L_0 = 100$  mm. Timbrele tensometrice au fost plasate conform fig.5.21÷5.26. Ele au fost fixate în dreptul alveolelor de pe fețele laterale ale panourilor de elevație.

Deformațiile armăturii (barelor orizontale) din îmbinare, au fost determinate cu ajutorul timbrelor tensometrice rezistive cu baza de măsurare  $L_0 = 10$  mm.

În afară de deplasări și deformații, arătate mai sus, s-a mai urmărit și procesul de apariție și dezvoltare a fisurilor. S-a măsurat deschiderea fisurilor la diferite trepte de încărcare, după apariția lor, folosind pentru aceasta o lupă cu precizia de 0,01 mm.

### 5.6.5 Rezultatele încercărilor

Prezentarea rezultatelor se va face grupat:

I. modelele 1,2 și 3, unde s-a testat capacitatea portantă la forfecare a îmbinărilor verticale;

II-modelele 4 și 5 s-a determinat comportarea îmbinărilor verticale supuse la încovoiere cu forțe tăietoare;

III-modelele 6 și 7 pe care s-a urmărit comportarea îmbinărilor dintre talpă și elevație.

#### 5.6.5.1 Deformații

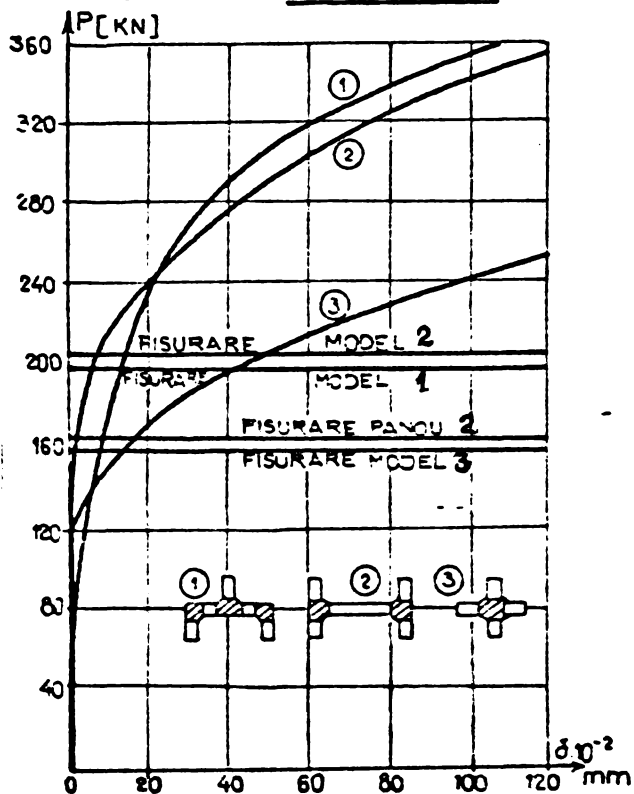


Fig.5.28 Diagramele  $P - \delta$  pentru modelele 1,2 și 3

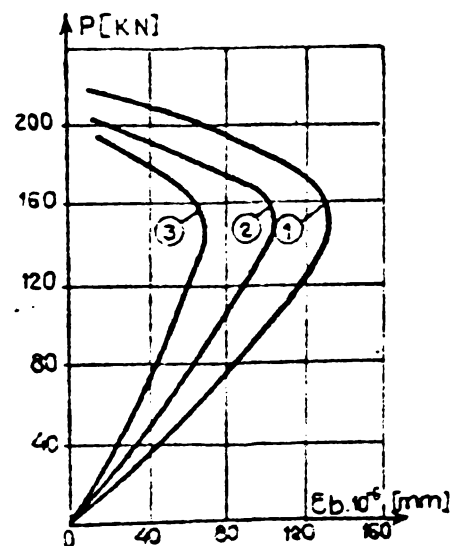


Fig.5.29 Diagrama  $T - \epsilon_b$  pentru modelele 1,2 și 3

### I. Modelele 1,2 și 3

Prinderea exactă a fenomenului de forfecare a a îmbinărilor elementelor prefabricate (deplasarea a două părți din model după o suprafață) este deosebit de complicată.

În urma reprezentării și analizei măsurărilor privind deplasările panourilor din îmbinări, în cazul modelelor 1,2 și 3, pentru diferite stări limită (fig.5.28), se pot trage următoarele concluzii:

- sub acțiunea încărcărilor normate și de calcul, modelele au avut o comportare rigid-elastică la toate cele trei cicluri de încărcare (nu au apărut fisuri);

- analizând diagramele  $P - \delta$  (fig.5.28),  $T - \epsilon_b$  (fig.5.29)  $T - \epsilon_a$  (fig.5.30), rezultă o foarte bună conlucrare între betonul de monolitizare și betonul din elementele prefabricate, fapt datorat concepției de alcătuire a îmbinărilor verticale;

- colapsul a apărut la un raport al deplasărilor de la apariția curgerii armăturilor  $\epsilon_{colaps} / \epsilon_f = 3$ ; se poate spune în caz de cutremur asigură o ductilitate bună.

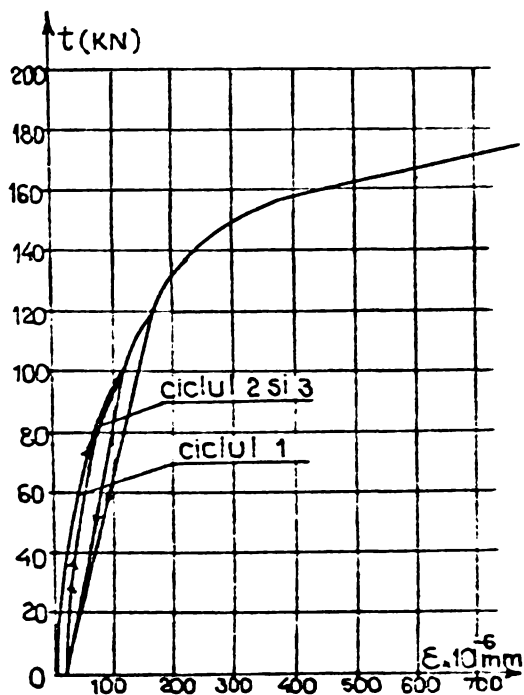


Fig.5.30 Diagrama  $T - \epsilon_a$  pentru modelele 1,2 și 3

### II. Modelul 5 și 6

Din analiza deformațiilor modelului 5 (panou plin) și modelului 6 (panou compus din două bucăți), supuse în planul lor la aceleași trepte de încărcare, a rezultat o comportare (rigiditate) apropiată. Din analiza diagrameilor din fig.5.31, fig.5.32, și fig.5.33 rezultă următoarele:

- evoluția săgeților în funcție de treapta de încărcare este foarte apropiată (fig.5.31, fig.5.32);

- la intrarea în curgere a armăturilor din zona întinsă, valorile săgeților de la modelul 5 (monolit) sînt mai mari decît săgețile modelului 4 (cu monolitizare) fapt explicabil prin aportul suplimentar dat de armăturile din îmbinare.

### III. Modelele 6 și 7

În cazul modelelor 6 și 7, unde s-a testat comportarea îmbinării dintre talpă și elevație (smulgerea stîlpișorului creat la îmbinarea panourilor de elevație cu talpa fundației, fig.5.34), se prezintă diagramele  $P - \epsilon_b$  (fig.5.35) și  $P - \epsilon_a$  (fig.5.36).

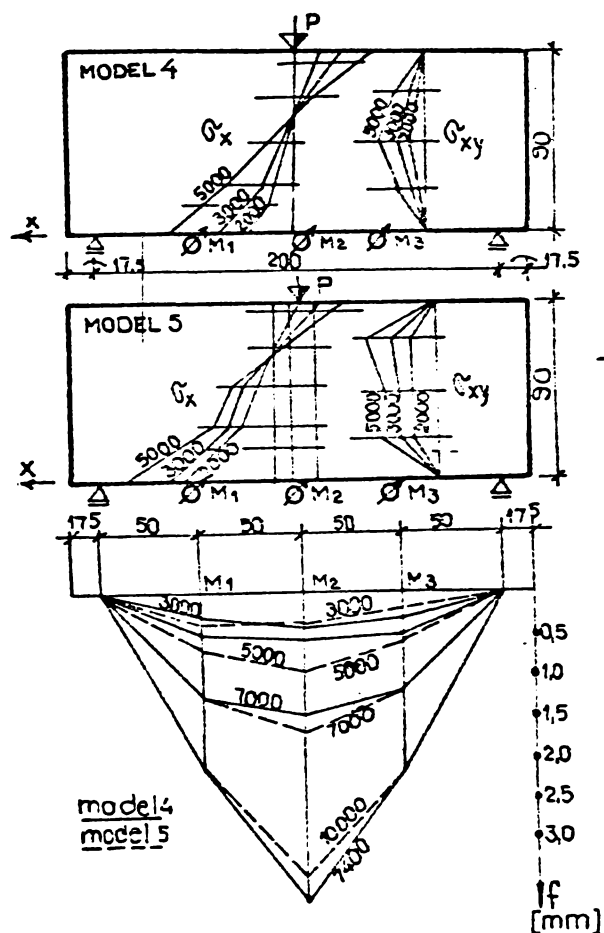


Fig. 5.31 Evoluția săgeților pentru modelele 4 și 5 în funcție de treapta de încărcare

Observațiile directe și cele două diagrame au evidențiat comportarea foarte bună a îmbinării dintre elevații și talpă, realizându-se o încastrare perfectă a armăturilor în pana trunchi de piramidă creată în talpă la turnarea monolitizării.

#### 5.6.5.2 Fisurarea

##### I. Modelele 1, 2 și 3

În cadrul studiului experimental s-a urmărit și apariția și dezvoltarea fisurilor în funcție de treptele de încărcare (tabelul 5.6), precum și valoarea mărimii deschiderii fisurilor la ruperea modelelor (cedarea îmbinărilor). Apariția fisurilor este legată de parametri de alcătuire a îmbinării și de mărimea forței ce acționează modelul. Studiul acestei probleme permite evidențierea unor aspecte și concluzii noi, referitoare la rigiditatea îmbinărilor precum și la

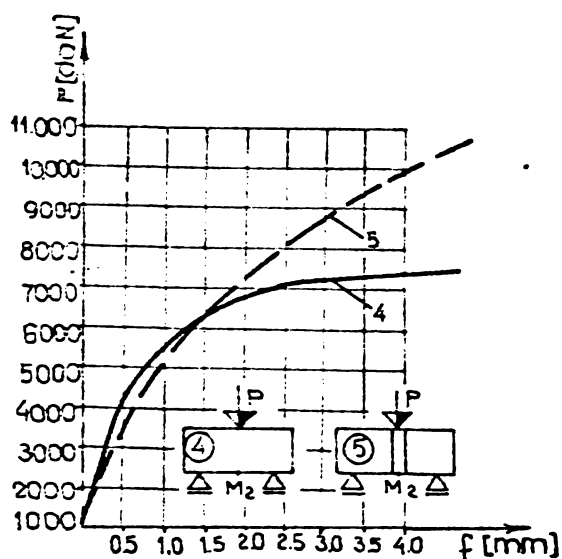


Fig. 5.32 Evoluția săgeților pentru modelele 4 și 5

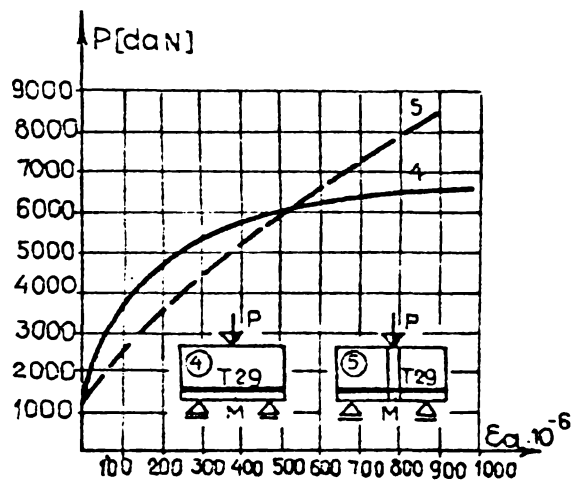


Fig. 5.33 Diagrama  $P - \epsilon_a$  pentru modelele 4 și 5



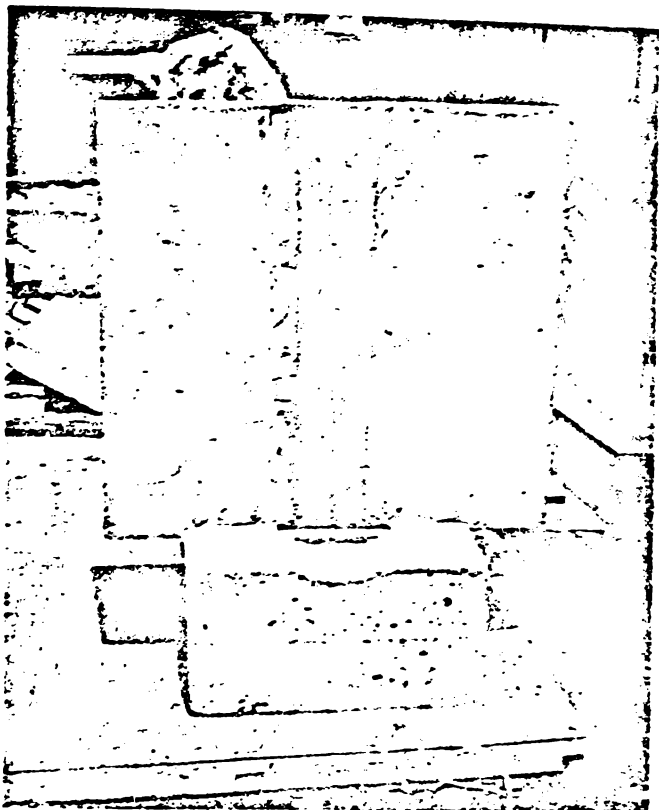


Fig. 5.34 Imbinarea dintre ele-  
vație și talpă

ductilitatea lor.

Pe baza datelor din tabe-  
lul 5.6 rezultă următoarele con-  
cluzii:

- treapta de apariție a fisurilor a fost în general ridicată, după atingerea valorii încărcării normate, raportul  $P^f/P^n$  fiind cuprins între valorile  $1,6 \div 1,65$ ;

- nu au apărut fisuri sub încărcările normate și de calcul;
- deschiderea fisurilor în momentul cedării îmbinării prin distrugerea aderenței dintre betonul din prefabricat și cel din monolitizare a fost cuprinsă între  $0,1 \div 0,23$  mm.

Tabelul 5.6

Modelul	Treapta de încărcare la apariția fisurilor $P_f$ [KN]	Raportul		Deschiderea fisurilor la ruperea modelului (valori medii) [mm]	Obs.
		$\frac{P_f}{P^n}$	$\frac{P_r}{P^f}$		
1	240	1,6	2,07	1 - 1,4	Erori din schema statică
2	165	1,65	2,24	1 - 1,4	-
3	160	1,6	1,94	1 - 1,6	-

Analizând aceste valori (tabelul 5.6) rezultă că soluția de

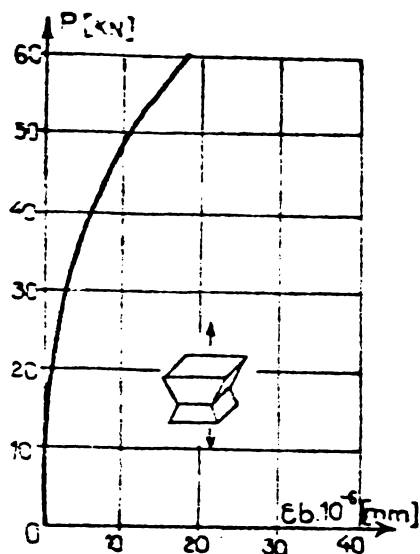


Fig. 5.35 Diagrama  $P - \epsilon_b$   
pentru modelul 7

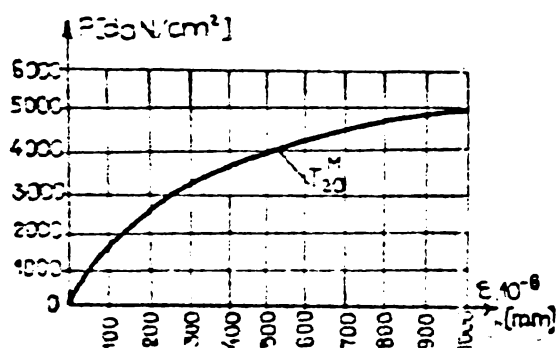


Fig. 5.36 Diagrama  $P - \epsilon_a$   
pentru modelul 7

îmbinare studiată (alveole și 2 x 6 mustăți) prezintă o rigiditate mare sub încărcări normate și de calcul, comparabilă cu rigiditatea variantei monolite.

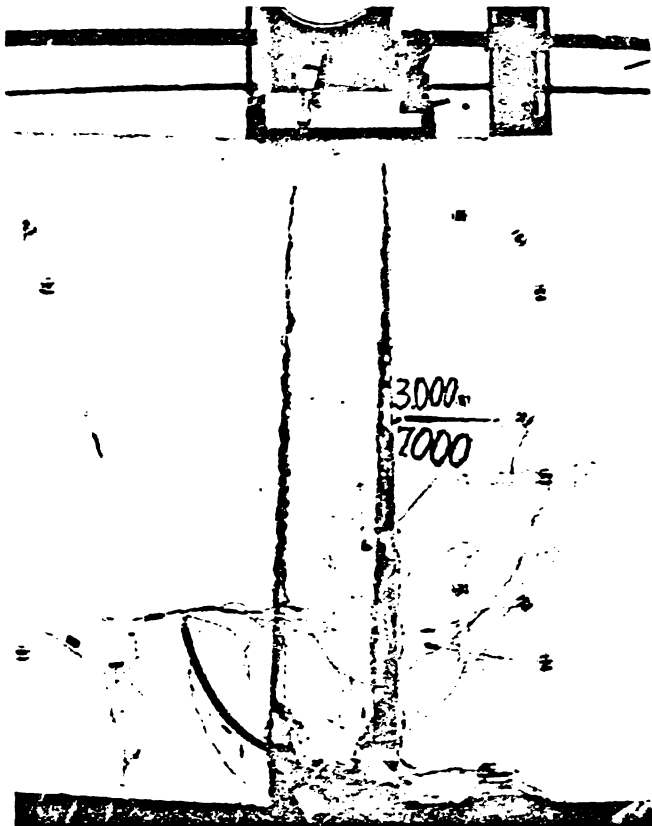


Fig.5.37 Fisurarea modelului 5. ră îmbinări) au rămas sub 0,23 mm, valoare acceptabilă în condiții de exploatare. Sub încărcările de exploatare nu au apărut fisuri nici în îmbinarea modelului 5.

Fisurile în îmbinări au pornit din zona reazemelor, ceea ce denotă o ușoară influență a momentului încovoietor și a modului de rezemare.

### II. Modelele 4 și 5

La modelul 5 treapta de apariție a fisurilor este mai mică cu cca 20 - 30 % datorită aderenței slabe dintre betonul panourilor prefabricate și betonul de monolitizare (fig.5.37). Ca dovadă primele fisuri au apărut pe marginile fișiei de monolitizare. Deschiderea fisurilor modelului 5, pînă în momentul cînd s-a produs fisurarea modelului 4 (placă fără

### III. Modelele 6 și 7

În cazul acesta, de la primele trepte de încărcare s-a produs fisurarea betonului în zona de contact dintre elevație și talpă (lucrînd ca un tirant). Se menționează că schema statică este dezavantajoasă față de situația reală. Betonul din pana tronconică creată în talpa fundației nu s-a fisurat nici în momentul intrării armăturilor din stîlpișorul de monolitizare în curgere.

#### 5.6.5.3 Capacitatea portantă

##### I Modelele 1, 2 și 3

Pentru studiu capacității portante a îmbinărilor, modelele înainte de a fi supuse încărcărilor (ciclurilor de încărcare), au fost echipate cu timbre tensometrice lipite pe beton și armătură (fig.5.21 - 5.23). Pe beton, în dreptul alveolelor de conlucrare, timbrele au fost lipite grupate cîte trei, sub formă de rozetă la  $45^{\circ}$  (K). Acestea au permis urmărirea întregii evoluții a deformațiilor în beton și armătură de la încărcarea zero pînă la rupere. Pe baza acestor măsurători s-a apreciat valoarea deformațiilor din zona adiacentă suprafeței de forfecare, sub încărcări normate și de calcul (tabelul 5.7).

Tabelul 5.7

Modelul	Deformații specifice în beton $\times 10^{-6}$ (%)			Deformații specifice în armătură $\times 10^{-6}$ (%)		
	Sub încărcări normale (ciclul 3)	Sub încărcări de calcul (ciclul 3)	La fisurarea model	Sub încărcări normale	Sub încărcări de calcul	La fisurarea model
1	75	85	115	140	225	585
2	80	90	110	145	230	580
3	60	65n	70	140	220	550

Variația deformațiilor betonului din îmbinările verticale la diferite trepte de încărcare, pentru modelele 1,2 și 3, sînt date în diagrama  $T - \epsilon_p$  (fig.5.29).

În fig.5.30 este prezentată variația deformațiilor specifice ale armăturilor orizontale din îmbinare (bare de cusătură) la diferite trepte și cicluri de încărcare pentru modelele 1,2 și 3.

Tabelul 5.8 cuprinde valorile forțelor care au provocat cedarea elementelor. Ruperea îmbinărilor s-a produs prin forfecarea și zdrobirea betonului din alveole, precedată de curgerea armăturilor orizontale.

Tabelul 5.8

Modelul	Încărcări [KN]			Pr.exp	Pr.exp	Obs.
	$P^n$	P	Pr.exp	$P^n$	P	
1	150	180	310	2,07	1,72	Erori din schema statică
2	100	120	370	3,70	3,08	-
3	100	120	310	3,10	2,59	-

Capacitatea portantă a îmbinărilor a fost determinată teoretic conform normativului P 101-78 și cu relația lui Pommerate (v.pct.5.4.3), după care s-au făcut comparații cu valorile obținute experimental (tabelul 5.9).

Tabelul 5.9

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	-

Prelucrarea citirilor obținute prin intermediul timbrelor tensometrice a permis determinarea distribuției eforturilor tangențiale pentru diferite trepte de încărcare (fig.5.38). Verificarea rezultatelor experimentale s-a făcut și pe cale teoretică prin aplicarea

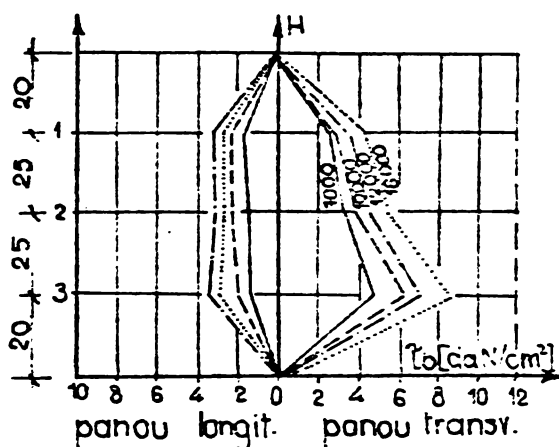


Fig.5.38 Diagrama  $H - \tilde{\tau}_b$  în îmbinările verticale (exper).

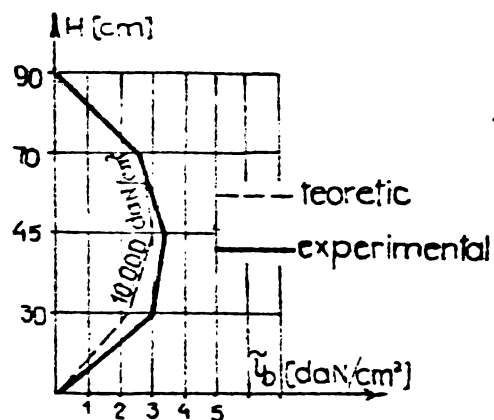


Fig.5.39 Compararea diagramelor  $H - \tilde{\tau}_b$  în îmbinarea verticală (teoretic și experimental).

metodei fîșiiilor /131/. Compararea valorilor teoretice cu cele experimentale (valori medii) este prezentată în fig.5.39, rezultînd o diferență cuprinsă între 15-22 %. Analiza diagramelor din fig.5.38 și fig.5.39 pune în evidență o ușoară influență a momentului încovoietor asupra distribuției lui  $\tilde{\tau}_b$  în îmbinare (fapt ce explică dezvoltarea diagramelor către baza elementelor, comparativ cu situația teoretică).

Analizînd rezultatele din tabelul 5.9 se poate spune:

- referitor la capacitatea portantă a îmbinărilor verticale dintre panourile de elevație, rezultatele experimentale sînt mult mai bune decît cele teoretice;

- prin aplicarea relațiilor din normativul P 101-78 "Instrucțiuni tehnice privind proiectarea clădirilor de locuit cu structura de rezistență din panouri mari", elaborat de IPCT, se obțin valori mai mici cu cca 25 % față de cele experimentale;

- prin aplicarea formulei lui Pommerete rezultă valori foarte apropiate de rezultatele experimentale (diferențele fiind de cca  $\pm 1,5 - 2$  %).

Pe modelele realizate în scara 1:2, s-a reușit preluarea unor încărcări echivalente cu cele din exploatare (scara 1:1), fără să apară fisuri în îmbinări. Se poate spune că rigiditatea îmbinărilor, în această soluție, satisface condițiile impuse de concepția actuală de proiectare privind infrastructura blocurilor de locuit cu S + P + 4E, pentru zone cu grad seismic 6,7 și 8.

Capacitatea portantă a îmbinărilor verticale dintre panourile de elevație este influențată, în principal, de forma și dimensiunile alveolelor, precum și de procentul de armare transversal. Prin realizarea unor alveole cu suprafețe și adîncimi mari, precum și mărirea

numărului acestora, rezultă o creștere a capacității portante a îmbinărilor și o comportare elastică îmbunătățită. În cazul unor solicitări mari sau a terenurilor slabe de fundare, în locul alveolelor se pot utiliza dinți de beton (fig.5.17).

## II. Modelele 4 și 5

Cedarea modelelor experimentale 4 și 5 s-a produs ca pentru elemente slab armate, prin ruperea armăturilor din zona întinsă și zdrobirea betonului comprimat.

Ruperea modelului 4 a fost anunțată de apariția unei fisuri în zona centrală sub forța concentrată. La modelul 5, ruperea a început prin apariția și dezvoltarea a două fisuri în lungul fîșiei de monolitizare, la contactul dintre betonul din semipanourile componente și betonul de monolitizare.

Cedarea ambelor modele (4 și 5) s-a produs datorită momentului încovoietor. Pragurile formate în dreptul alveolelor, după turnarea betonului de monolitizare în cazul modelului 5, au un aport minor la preluarea momentului încovoietor, după ruperea elementului acestea au rămas intacte (fig.5.37). Rolul principal în cedarea panourilor îmbinate supuse la încovoiere îl reprezintă armăturile longitudinale și marca betonului. De aceea, este necesar ca armăturile orizontale și în cazul cînd se folosesc bucle, extremitățile (sus și jos) să fie sudate. Conform schemelor statice din fig.5.24, se prezintă în tabelul 5.10, valorile calculate și experimentale pentru forțe și momente încovoietoare la rupere.

Tabelul 5.10

Modelul	Solicitări calculate		Valori experimentale		$P_{exp}/P_c$
	$M_c$ [daNm]	$P_c$ [daN]	$M_{exp}$ [daNm]	$P_{exp}$ [daN]	
4	7500	14500	8000	16000	1,11
5	7500	14500	8750	16500	1,21

La modelul 5, alcătuit din două plăci îmbinate la mijlocul deschiderii, a rezultat un spor de capacitate portantă față de modelul 4 (monolit), fapt ce se datorează armăturilor orizontale din îmbinare. În fig.5.31 este prezentată distribuția eforturilor și în secțiunile caracteristice, obținute prin măsurători cu timbre tensometrice rezistive. Valorile și alura curbelor se încadrează în domeniul de încredere.

## III Modelele 6 și 7

Capacitatea portantă a îmbinărilor dintre talpă și elevație, în cazul solicitărilor de întindere, depinde de calitatea de armătură verticală din stîlpișorul de monolitizare (lucrează ca un tirant). Pana



de beton creată în talpa fundațiilor continue asigură conlucrarea corespunzătoare între elementele îmbinate (elevații și tălpi) și ancorarea armăturilor verticale din îmbinare, fapt pus în evidență de diagramele din fig.5.35 și fig.5.36.

### 5.7. Concluzii privind comportarea modelelor experimentale executate în scara 1:2

Cercetările experimentale pe modele de laborator executate în scara 1:2, au pus în evidență principalii parametri care influențează modul de comportare și cedare al îmbinărilor la fundațiile continue prefabricate (panouri de elevație și tălpi L,T,X). Noutatea soluției de prefabricare a fundațiilor a impus execuția acestor studii pe modele de laborator. Prin aceasta s-a creat posibilitatea unei confrun-tări între rezultatele calculate pe baze teoretice și verificarea lor pe cale experimentală.

1. Sub acțiunea încărcărilor normate și de calcul, modelele au avut o comportare rigid-elastică sub toate ciclurile de încărcare pînă în jurul valorii de  $1,4 P^N$ .

2. Nu au apărut fisuri sub încărcările normate și de calcul, rezultînd o foarte bună conlucrare între betonul de monolitizare și cel din elementele prefabricate, datorită sistemului de îmbinare ales.

3. Apariția primelor fisuri în panourile de elevație ci nu în îmbinări, precum și valoarea deschiderii fisurilor în momentul rupe-rii (1,4 - 1,6 mm), dovedesc că soluția de prefabricare studiată prezintă o rigiditate mare, îmbinările concepute asigurînd continuitatea necesară.

4. Ductilitatea îmbinărilor crește cu procentul de armare transversal (prin îndesirea armăturii orizontale, bucle sau bare sudate). În cazul modelelor studiate, colapsul a apărut la un raport al deplasărilor  $\epsilon_{colaps} / \epsilon_p = 3$ , valoare ce denotă o siguranță corespunzătoare pentru gradul seismic 6,7 și 8.

5. 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.

6. Valorile capacității portante determinate experimental au rezultat mai mari cu 25-27 % decît cele calculate teoretic, conform normativului P 101-78. Deci, pentru proiectare, calculul îmbinărilor de la fundațiile prefabricate (panouri de elevație și elemente L,T,X) se poate face conform normativului "Instrucțiuni tehnice privind proiectarea clădirilor de locuit cu structura de rezistență din panouri mari" indicativ P 101-78.

### 5.8 Incercări experimentale în scara 1:1

În 1979/1980 au fost încercate elementele  $TE_1$  și  $TE_2$ , executate în scara 1:1, solicitate la:

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

Modul de încercare s-a stabilit de comun acord de către Catedra de Drumuri și Fundații, Catedra de Beton Armat și Clădiri și beneficiarul T.C.M. din Timișoara.

Elementele  $TE_1$  și  $TE_2$  au fost încercate în laboratoarele de Beton Armat și Clădiri a Facultății de Construcții din Timișoara /60/.

#### 5.8.1. Prezentarea elementelor experimentale

Elementele încercate au fost alcătuite din tălpi și elevații prefabricate în mărime naturală. Panoul de elevație avînd lungimea de 4,90 m s-a alcătuit din două semipanouri cu dimensiunile de 2,30 x 1,85 x 0,20 m confecționate în poligonul T.C.M.T., din beton B 200. Fiecare panou a fost armat la mijloc cu o plasă din STNB 4 x 100/4 x 100, plasă care a asigurat rezistența la transport, montaj și depozitare. Marginile laterale ale panourilor au fost armate cu carcasa de tipul  $C_1$  formate din 2  $\emptyset 12$  și bare de legătură  $\emptyset 6$  la 30 cm. De asemenea, la marginile superioare și inferioare au fost prevăzute carcasa de tipul  $C_2$  formate din 2  $\emptyset 12$  legate cu bare  $\emptyset 6$  la 30 cm. Carcasele de tipul  $C_2$  s-au terminat cu bucle ieșite din panou spre partea de îmbinare. Pentru realizarea îmbinărilor verticale dintre panouri, au fost scoase încă 4 bucle formate din  $\emptyset 10$ . Fețele laterale au fost prevăzute cu cîte 3 alveole de 30 x 12 x 3 cm. Modul de alcătuire și îmbinare al panourilor este prezentat în fig.5.40.

Tălpile prefabricate au avut lățimea de 80 cm și înălțimea de 35 cm. Talpa a fost alcătuită din 3 tronsoane, astfel încît îmbinarea acestora a fost decalată față de îmbinarea panourilor de elevație (țeserea îmbinărilor, v.pct.5.3). Tronsoanele pentru talpă au fost armate cu două plase STNB de 4 x 100/4 x 100, plasa de la partea inferioară a fost scoasă afară din elemente pentru realizarea îmbinărilor. La partea superioară a fost prevăzut un nut de 20 x 3 cm în care au fost așezate panourile de elevație pe martor de pază. Pentru asigurarea unei monolitizări corespunzătoare capetele elementelor de talpă au fost confecționate în formă de "V". Tronsoanele marginale au avut dimensiunile de 130 x 80 x 35 cm, iar tronsonul central 210 x 80 x 35 cm, (fig.5.41.) Pentru asigurarea ancorării armăturilor din monolitizarea verticală a panourilor pentru elevații, a fost prevăzut un gol evazat (trunchi de piramidă) cu baza mică de 30 x 30 cm; golul a fost bordat suplimentar cu 4  $\emptyset 8$ .

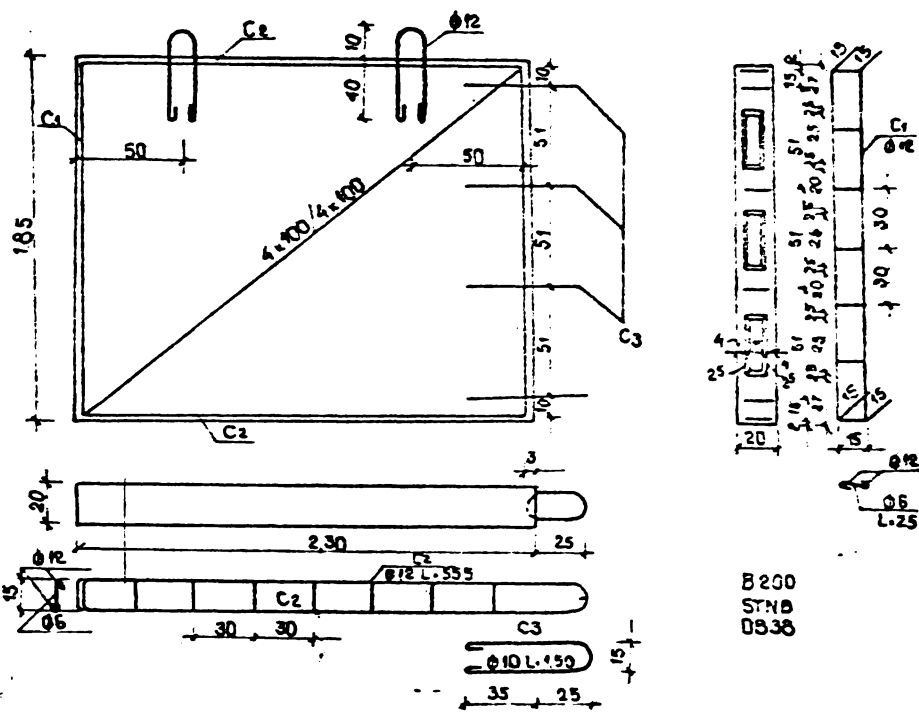


Fig.5.40 Alcătuirea panourilor pentru elevație, experimentări în scara 1:1

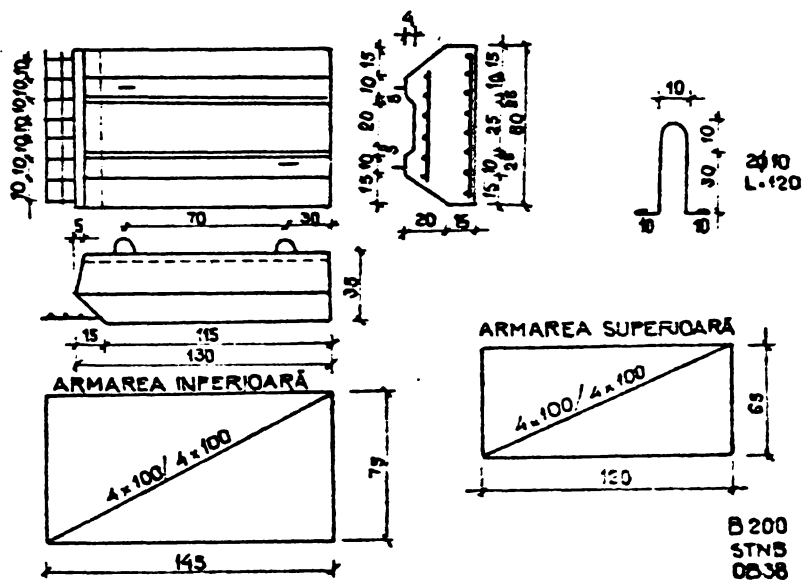
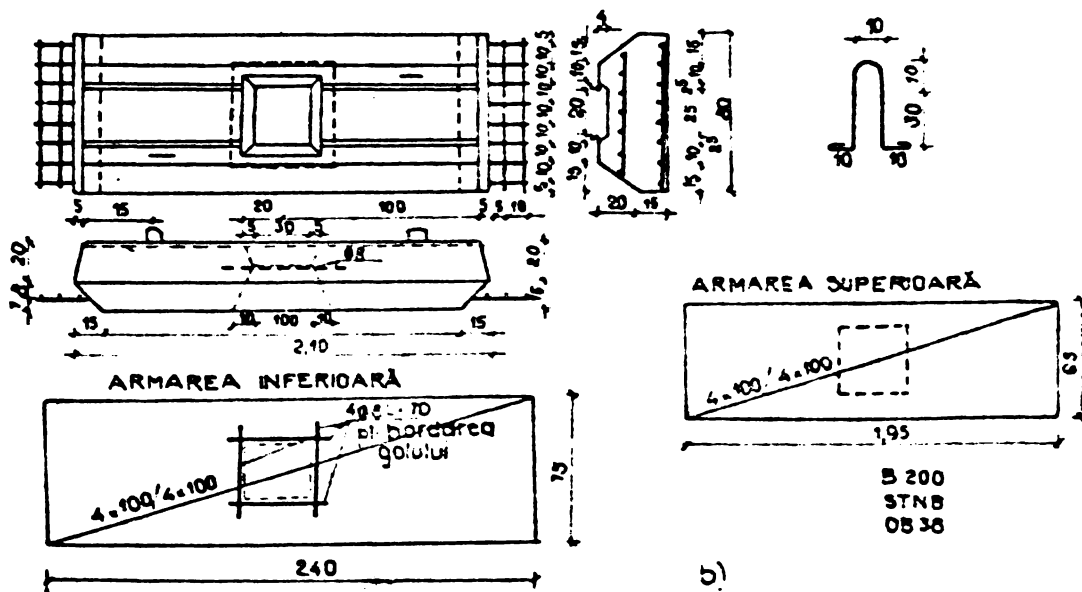


Fig.5.41 Alcătuirea elementelor de talpă experimentate în scara 1:1  
a- elemente marginale;  
b- element central.



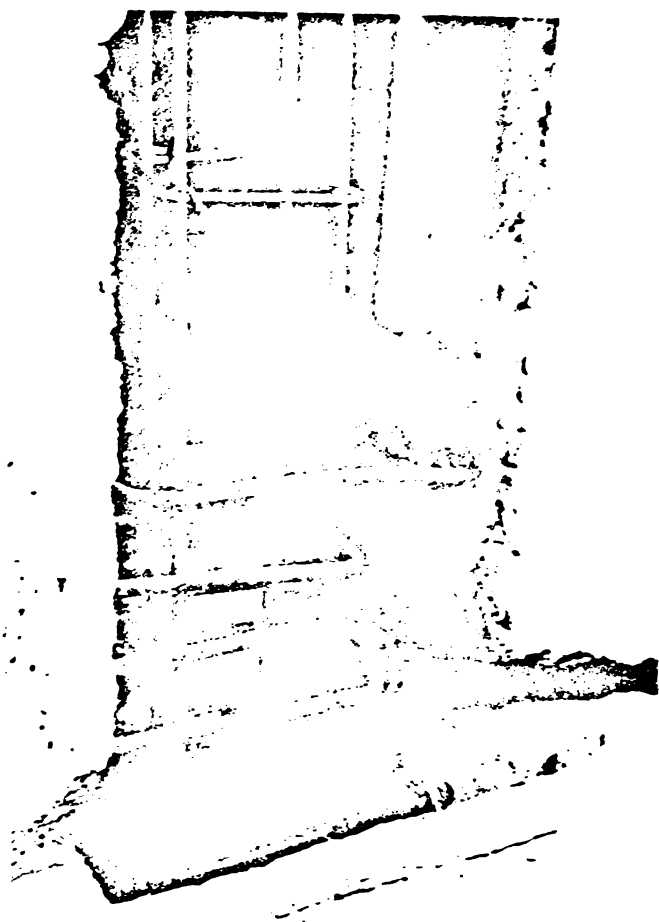


Fig.5.42 Armarea îmbinării verticale, încercare scara 1:1

Stâlpișorii din monolitizările elevațiilor s-au realizat din  $4\phi 12$ , fiind formate din două bucle care au intrat în golul din talpa fundației. Barele verticale au trecut prin buclele panourilor de elevație, suplimentar au fost prevăzuți și etrieri de  $\phi 6$  (fig.5.42).

#### 5.8.2 Încercarea elementelor

Încercarea elementelor s-a efectuat în conformitate cu STAS 6657/79 cu privire la calitatea și metodologia de încercare a elementelor prefabricate.

Elementul  $TE_1$  s-a încercat la încovoiere, acționându-se cu două forțe concentrate ( $P/2$ ) de o parte și de alta la 75 cm de centrul monolitizării elevațiilor și la 225 cm de reazeme, distanța dintre reazeme a fost de 450 cm (fig.5.43).

Asupra elementului  $TE_1$  s-au efectuat 3 încercări și anume:

- încercarea 1, când s-a mers pînă la o forță de 48 atm căreia îi corespund  $23808 \text{ daN}$  ( $P/2 = 11904 \text{ daN}$ ), valoarea apreciată pentru treapta de exploatare; treptele de încărcare au fost de 6 atm ( $2976 \text{ daN}$ );
- încercarea 2, efectuată în trepte de cîte 10 atm pînă la o forță de 105 atm căreia îi corespund  $52080 \text{ daN}$  ( $P/2 = 26040 \text{ daN}$ );
- încercarea 3, efectuată în trepte de 20 atm pînă la cederea elementului.

Elementul  $TE_2$  s-a încercat la tăiere în zona de monolitizare a elevațiilor. Pentru aceasta s-a realizat schema statică din fig.5.44.

Asupra elementului s-au efectuat 4 încercări:

- încercarea 1, de probă în trepte de 10 atm pînă la 60 atm ( $P = 29760 \text{ daN}$ );
- încercarea 2, în trepte de 10 atm pînă la 100 atm ( $P = 49600 \text{ daN}$ ), valoare apreciată ca treaptă de exploatare;
- încercarea 3, în trepte de 20 atm pînă la 180 atm ( $P = 89280 \text{ daN}$ ); valoare corespunzătoare fisurării;
- încercarea 4, în trepte de 200 atm pînă la rupere.

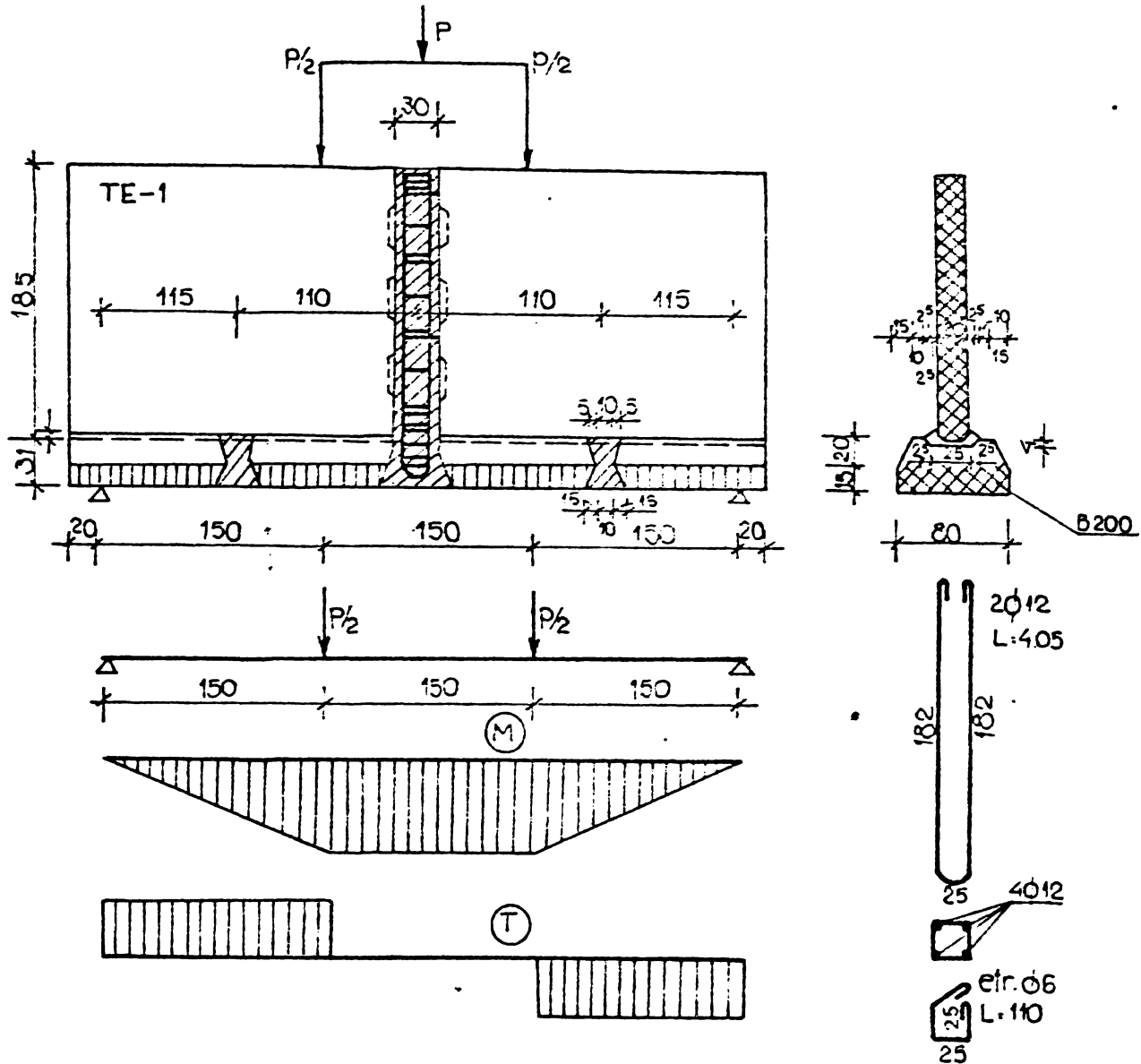


Fig. 5.43 Elementul TE<sub>1</sub>, schema statică

### 5.8.3 Aparatura de măsurare

Pentru măsurarea săgeților au fost amplasate deformetre cu precizie de 0,1 mm, sub forțe și la mijlocul elementului.

Pentru a urmări desprinderile în monolitizările tronsoanelor de talpă, au fost amplasate deformetre cu precizia 1/1000. Lunecările dintre talpă și elevații au fost urmărite tot cu deformetre de precizie 1/1000. Urmărirea stării de deformație și eforturi pe înălțimea elementului s-a făcut prin intermediul timbrei tensometrice cu baza  $l = 100$  mm; timbrele au fost plasate atât pe stâlpișorul de monolitizare cât și pe elementul prefabricat în dreptul alveolelor. Urmărirea eforturilor provenite din încovoiere și tăiere a fost făcută cu două rozete de timbre tensometrice plasate pe linia ce unește forța cu reazemul. A fost plasat un timbru tensometric și pe armătură din bucla cea mai de jos a elementelor prefabricate de la elevație.

### 5.8.4. Rezultatele încercărilor

Betonul folosit la monolitizări a fost preparat cu ciment



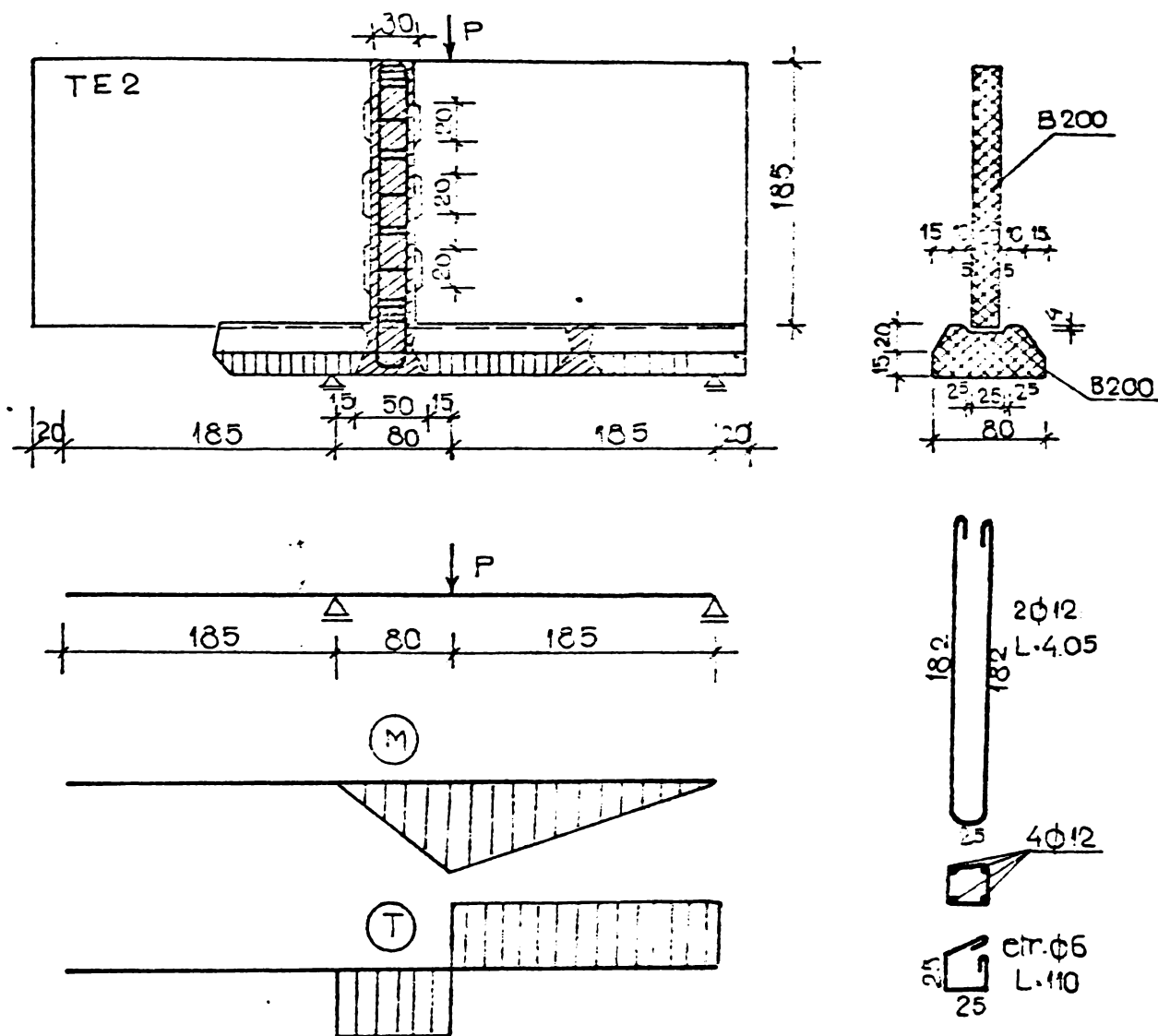


Fig. 5.44 Elementul  $TE_2$ , schema statică.

RIM, caracteristicile lui fiind date în tabelul 5.11

Tabelul 5.11

Element	$\rho_b$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$R_t$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$R_c$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$R_c$ [daN/cm <sup>2</sup> ] mortar de poză
$TE_1$	2235	18,0	160	130
$TE_2$	2240	18,7	205	150

Prelucrarea înregistrărilor făcute la aparatura de urmărit este prezentată detaliat în lucrarea /60/. De aceea, în cele ce urmează la acest punct se redă procesul de rupere pentru cele două elemente.

Pentru elementul  $TE_1$ , procesul de rupere a cuprins următoarele faze:

- fisurarea monolitizării tălpii prefabricate, fenomen ce s-a produs la  $P = 50 \text{ atm}$  ( $P = 24800 \text{ daN}$ );
- deschiderea progresivă a fisurii și pătrunderea ei prin elevație prefabricată fără ca să se observe fisuri în monolitizarea

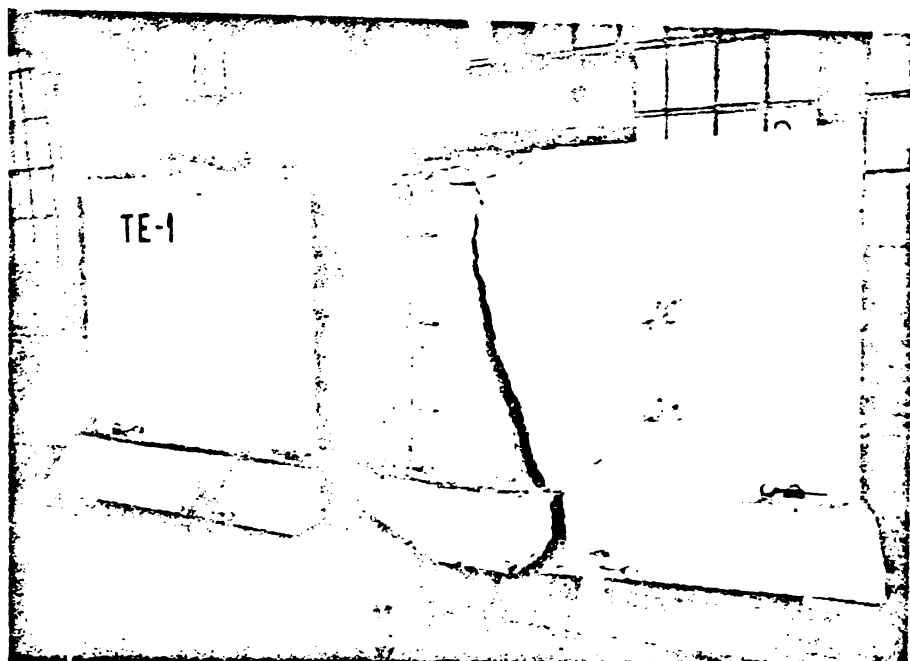


Fig.5.45 Elementul  $TE_1$  după rupere

la  $P = 105 \text{ atm}$  ( $P = 52080 \text{ daN}$ ), forță careia îi corespunde  $M_r = 39060 \text{ daNm}$ .

În fig.5.45 se prezintă elementul  $TE_1$  după rupere, aspect din care se observă deschiderea pronunțată a fisurii prin elevație și zdrobirea betonului din zona comprimată.

Între stâlpișorul de monolitizare și elevația prefabricată prima fisură a apărut la  $90 \text{ atm}$ , fisură care însă nu s-a deschis, valorile deschiderii ei la treapta maximă de la încercarea 2 fiind de  $0,17 \text{ mm}$  iar la rupere de  $0,23 \text{ mm}$ . Aspect pus în evidență și de diagrama  $P - f$ , care arată o variație liniară pînă la apariția primei fisuri în stâlpișorul de elevație (fig.5.46.)

Procesul de rupere al elementului  $TE_2$  a cuprins aproape aceleași faze ca și elementul  $TE_1$  și anume:

- apariția unei fisuri în monolitizarea dintre elementele prefabricate ale tălpii, fenomenul s-a produs la  $100 \text{ atm}$  ( $P = 49600 \text{ daN}$ );
- deschiderea progresivă a fisurii și pătrunderea ei în elevație;
- apariția unei fisuri în elementul prefabricat al tălpii în dreptul stâlpișorului, fisură care însă nu s-a deschis;
- apariția unei fisuri la  $140 \text{ atm}$  ( $P = 69440 \text{ daN}$ ) în stâlpișorul de monolitizare a elevațiilor, fisură ce nu s-a deschis datorită cedării elevației în câmp curent;
- ruperea armăturilor plasei din monolitizarea tălpii și apoi a plasei din elevație;
- zdrobirea betonului din zona comprimată.

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

În fig.5.47 este prezentat elementul  $TE_2$  după rupere. Ruperea

dintre elevații (stâlpișorul vertical);

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

- apariția, aproape de rupere, a unor fisuri și în a doua monolitizare a tălpii și la intersecția dintre stâlpișor și elevația, fără ca acestea să se deschidă mult;

- zdrobirea betonului din zona comprimată.

Ruperea s-a produs

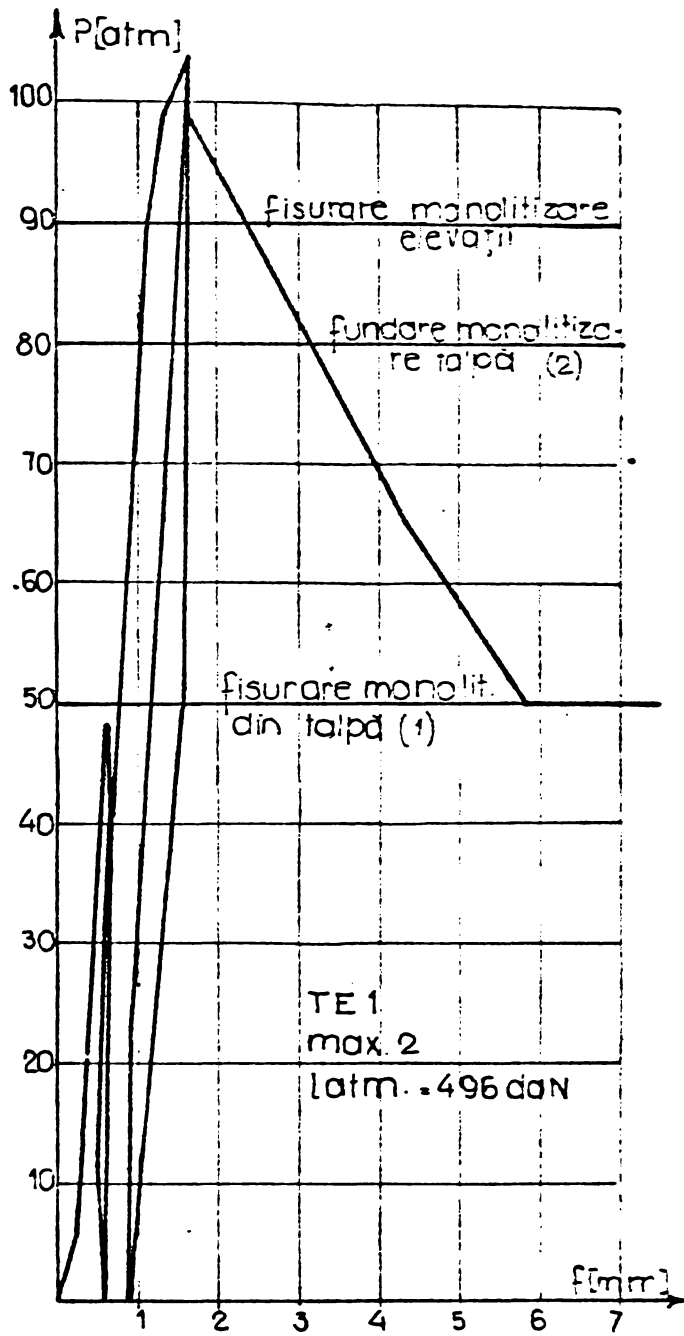


Fig.5.46 Diagrama  $P - f$  pentru elementul  $TE_1$

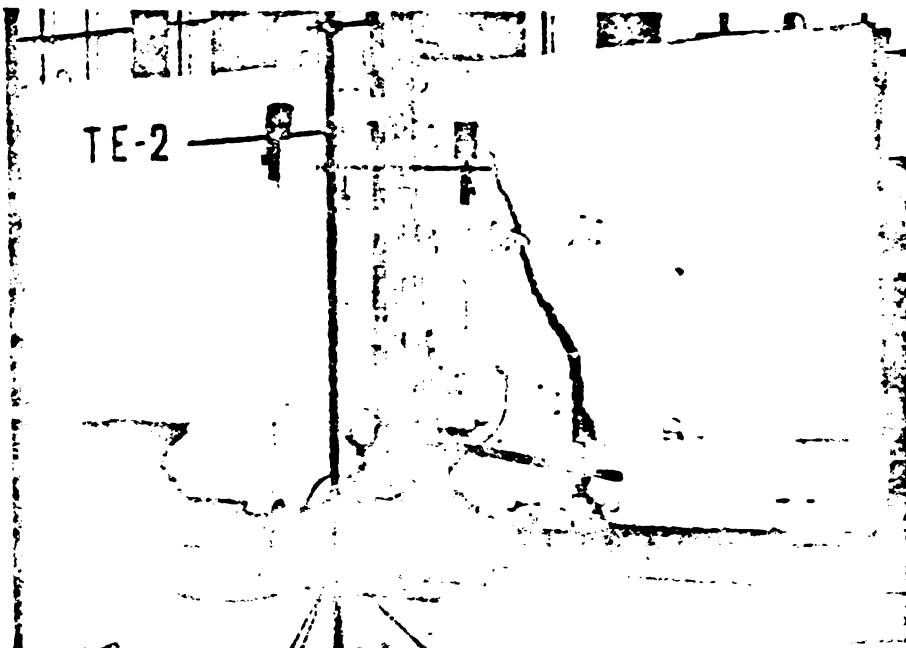


Fig.5.47 Elementul  $TE_2$  după rupere

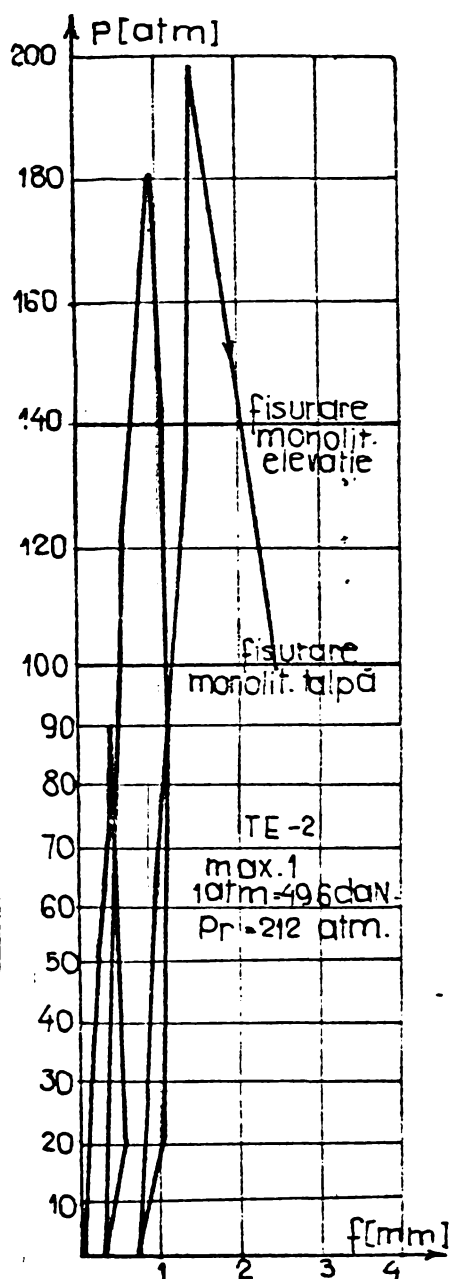


Fig.5.48 Diagrama P - f pentru elementul TE<sub>2</sub>.

s-a produs brusc fără să ia naștere deformații pronunțate; pînă în momentul ruperii se constată o variație liniară a săgeții cu încărcarea (fig.5.50)

În tabelul 5.12 se prezintă rezultatele încercărilor experimentale pentru cele două elemente TE<sub>1</sub> și TE<sub>2</sub>.

Tabelul 5.12

Elementul	P <sub>fisurare</sub> [KN]	P <sub>rupere</sub> [KN]	M <sub>rup</sub> <sup>exp</sup> [KNm]	M <sub>rup</sub> <sup>tecr.</sup> [KNm]	Diferențe pentru M [%]
TE <sub>1</sub>	318,0	590,8	443,1	200,0	54,8
TE <sub>2</sub>	566,0	1062,0	548,0	200,0	63,5

#### 5.8.5 Concluzii privind comportarea elementelor TE<sub>1</sub> și TE<sub>2</sub>

Atît elementul TE<sub>1</sub> cît și elementul TE<sub>2</sub> alcătuite din prefabricate pentru talpă și elevații (fundații total prefabricate), amplasate prin monolitizare, solicitate la încovoiere, respectiv la forțe tăietoare, s-au rupt la încovoiere și nu la forțe tăietoare sau lunecarea îmbinărilor verticale.

Acest mod de rupere duce la concluzia că fundațiile clădirilor de locuințe cu S+P+4E în variantă prefabricată (panouri de elevație și elemente pentru tălpi sub formă de L,T,X), formează o infrastructură rigidă, îmbinările concepute asigurînd continuitatea necesară.

Încercările efectuate permit să se considere că realizarea unor astfel de infrastructuri nu prezintă diferențe față de infrastructurile monolite, realizînd o comportare corespunzătoare la diferite tipuri de încărcări. Mustățile lăsate din talpă în dreptul monolitizărilor asigură o bună conlucrare a elementelor prefabricate atît la nivelul tălpii cît și între talpă și elevație. Îmbinarea între panourile de elevație cu stîlpișorii care intră în talpa prefabricată (în golul evazat), asigură caracterul de rigiditate al infrastructurii și preia o parte din lunecările dintre elevație și talpă.

Ca o concluzie finală se poate spune că cercetările experimentale efectuate pe modele în scara 1:2 și pe elementele  $TE_1$  și  $TE_2$  în scara 1:1, au pus în evidență faptul că fundațiile clădirilor de locuit în variantă prefabricată (panouri de elevație și elemente pentru tălpi sub formă de L,T,X), formează o infrastructură rigidă, capabilă să răspundă diverselor tipuri de solicitări, fapt confirmat și de comportarea foarte bună a blocurilor realizate; cca 200 apartamente pe fundații total prefabricate în Timișoara, 1000 apartamente pe tălpi monolite și elevații prefabricate în municipiul Arad și cca 500 apartamente în județul Caraș-Severin.



## 6. CONCEPT NOU DE PROIECTARE - "ADAPTAREA TERENULUI LA CONSTRUCTIE" PRIN IMBUNATATIREA CU VIBROMAIUL

### 6.1 Aspecte generale

Dacă la suprastructură, în ultimii 25 de ani, s-au făcut progrese importante, ajungându-se la un grad ridicat de industrializare (70 - 100 %), nu același lucru se poate spune despre infrastructură unde se lucrează aproape în exclusivitate în săpături deschise cu beton simplu sau beton armat turnat la fața locului; tehnologii cu productivitate scăzută, consum ridicat de manoperă, material lemnos, energie, etc.

În cazul fundațiilor apar condiții specifice diferite de acelea care sînt la suprastructură, legate de proprietățile fizico-mecanice ale terenului de fundare, prezența apei freatică pe de o parte, varietatea fundațiilor, încărcărilor și structurilor clădirilor pe de altă parte, toate acestea ridicînd industrializării probleme de execuție speciale, ce măresc diversitatea soluțiilor constructive ale fundațiilor și prin aceasta, îngreunează stabilirea unui număr restrîns de tipodimensiuni. Această problemă (prefabricarea fundațiilor continue, prezentată în cap.5), nu poate fi rezolvată în mod eficient, decît acționînd concomitent asupra concepției infrastructurii și asupra terenului prin mărirea capacității portante în vederea "adaptării terenului la construcție" concept nou de proiectare, ce creează posibilități suplimentare de modulară, tipizare și industrializare a infrastructurii construcțiilor. /107/. În această idee, pot fi elaborate proiecte tip pentru fundații (mai ales cele continue, întrucît au pondere mare în construcția de locuințe, prezentate în cap.5), a căror dimensionare se va face pentru presiuni de cca  $2,5 \div 3,0 \text{ daN/cm}^2$ , urmînd ca în cazul terenurilor cu capacitate portantă mai mică să fie adaptat terenul la construcție. În aceste condiții nu se mai umblă la reproiectarea infrastructurii în funcție de terenul din amplasament (slab sau bun).

În categoria terenurilor de fundare ce pot fi adaptate la construcție, se includ toate pămînturile cu moduli de deformație cuprinși între  $30 \div 300 \text{ daN/cm}^2$ . Se precizează că terenurile slabe sau dificile de fundare sînt considerate cele puternic compresibile, cu rezistență de forfecare redusă, cu un grad de umiditate ridicat sau sensibile la umiditate, dintre care se menționează argilele și prafurile slab consolidate, mîlurile, nisipurile fine în stare afînată,

lăessurile, terenurile contractile etc.

Necesitatea de a construi în zone ce prezintă condiții dificile de teren, cu toate complicațiile ce rezultă și creșterea costului investiției sînt aspecte ce trebuie subliniate, deoarece dezvoltarea industriei, punerea în valoare a unor bogății naturale, îmbunătățirea condițiilor de viață și creșterea nivelului de trai, precum și buna gospodărire a terenului în sectorul agricol, sînt considerate care obligă alegerea unor amplasamente și pe aceste terenuri /103/, /104/. Pentru realizarea construcțiilor pe asemenea amplasamente trebuie "adaptat terenul la construcție" lucru ce impune conceperea unor tehnologii care să satisfacă din punct de vedere tehnic, economic și al siguranței construcțiilor.

În această direcție s-a realizat o tehnologie nouă de adaptare a terenurilor slabe și medii ( $E = 30 - 300 \text{ daN/cm}^2$ ) la construcții, care constă în introducerea în teren a unui echipament sub forma unui trunchi de piramidă sau trunchi de con acționat de un generator de vibrații întreținute combinate cu presare (vibropresare), ce realizează îndesarea pămîntului, iar în completare se adaugă balast, nisip, zgură etc. formîndu-se ploturi cu diametru de peste 1 m.

În conceptul de adaptare a terenului la construcție pot fi cuprinse toate tehnologiile de îmbunătățire a pămînturilor slabe: compactarea dinamică intensivă; realizarea de coloane sau elemente verticale de alte forme, alcătuite din materiale cu caracteristici mecanice superioare celor ale pămîntului; vibroînțepare etc. Dar spre deosebire de acestea, adaptarea la construcție a terenului prin îmbunătățire cu vibromaiul, poate fi aplicată cu ușurință atît în terenurile slabe cît și în terenurile bune de fundare.

La conceperea noii tehnologii s-au avut în vedere următoarele considerente: adaptarea la construcție a terenurilor pe grosimi de maxim 8 - 10 m; utilajul folosit să fie din cele existente în producția curentă, ușor de manevrat, consum redus de energie și cu independență pe amplasament în procesul tehnologic.

În cadrul acestui capitol se va prezenta pe larg noua tehnologie de adaptare a terenului la construcție, cercetările pe modele de laborator, observațiile și prelucrările de date de pe diverse amplasamente, precum și considerațiile teoretice fundamentate pe baza studiilor și cunoștințelor din domeniu.

#### 6.2. Adaptarea terenului la construcție prin îmbunătățire cu vibromaiul - ploturi din balast vibropresate

Folosirea vibrațiilor pentru îmbunătățirea în adîncime a pămînturilor a fost studiată și aplicată pe scară largă în URSS /42/, /130/, R.P.Ungară /76/, R.P.Germania, Statele Unite ale Americii, Anglia,

Italia, Japonia, România /104/, /147/ etc, dezvoltându-se tehnologii pentru coloane din balast sau nisip, vibroflotare și vibroînțepare, acestea dovedindu-se eficiente atât din punct de vedere tehnic cât și economic.

În ultimul timp au cunoscut o largă răspândire metodele de îmbunătățire care folosesc maiul greu cu cădere de la diverse înălțimi (metode dinamice) /50/, /70/, /79/, /80/, /83/, /84/ datorită înmulțirii cazurilor de fundare pe terenuri slabe și argile puternic compresibile.

Tehnologia de "adaptare a terenului la construcție" prin îmbunătățire cu vibromaiul s-a creat, studiat și aplicat de către Cate-

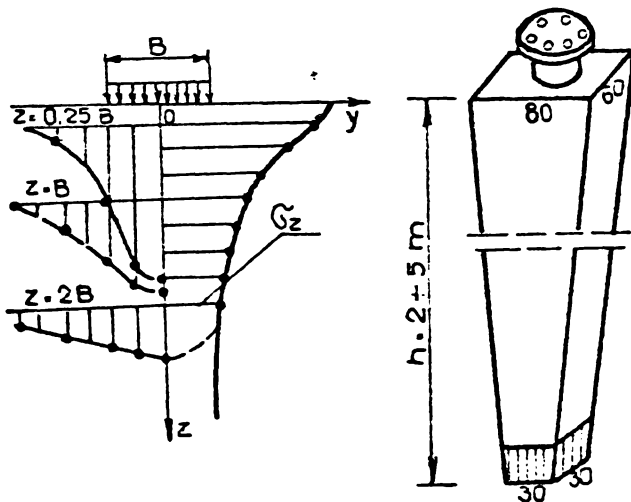


Fig.6.1 Variația e-  
fortului unitar  $\sigma_z$

Fig.6.2 Echipament  
vibromai

această observație cunoscută, a fost conceput un echipament denumit vibromai (fig.6.2) realizat sub forma unui trunchi de piramidă, sau trunchi de con, cu lungimea de 2...5 m, ce se poate atașa la agregatul de vibropresare AVP-1 (Păunescu 1979) /103/ produs în R.S.România sau WVPS 20/11 (Savinov 1960) /130/ produs în URSS, agregate destinate lucrărilor de piloți sau coloane din balast folosite la îmbunătățirea terenurilor slabe de fundare.

Echipamentul vibromai combină în mod avantajos efectul de pană și efectul vibropresării, favorizând o îndesare apreciabilă a pământului slab în zona activă a fundațiilor.

Agregatul de vibropresare AVP-1 este proiectat, realizat ca prototip și trecut apoi la produsul de serie sub coordonarea Catedrei de Drumuri și Fundații a Institutului Politehnic "Traian Vuia" Timișoara, (Păunescu 1979) /103/. În anul 1982, la inițiativa Catedrei de Drumuri și Fundații din Timișoara, cu sprijinul M.C.Ind.București, a fost proiectat și realizat agregatul de vibropresare AVP-2, cu putere dublă față de AVP-1 și urmează să fie experimentat în anul 1983. Față de agregatul WVPS 20/11 de producție sovietică, agregatul AVP-1

dra de Drumuri și Fundații din Timișoara în anul 1981 /114/.

Analizând diagrama de variație a eforturilor unitare care apar în interiorul masivului de pământ datorită încărcărilor transmise de fundații (fig.6.1) se constată că efortul unitar vertical ( $\sigma_z$ ) descreește pe măsură ce se mărește adâncimea. Plecînd de la

are un accesoriu special în scopul de a crea posibilitatea ca vibrogeneratorul să poată lucra ca și vibropercutor atât la înfigere cât și la smulgere. Acest dispozitiv special oferă posibilitatea folosirii agregatului și în cazul terenurilor argiloase sau a stratificațiilor în care apar straturi din balast, greu de străpuns numai sub efectul vibrațiilor (Păunescu 1977) /121).

În cadrul lucrării se folosesc termeni noi ca: vibrostantare înțelegînd spațiul format în pămînt cu vibromaiul și plot adică elementul de îmbunătățire realizat din balast, nisip, zgură etc, executat cu vibromaiul.

### 6.2.1 Prezentarea tehnologiei de execuție (teren)

În principiu, noua tehnologie, constă în introducerea în terenul slab a unui volum de fază solidă în spațiul creat cu ajutorul vibromaiului (fig.6.3 C), care prin formarea plotului duce la scăderea porozității medii, respectiv prin aceasta îmbunătățindu-se caracteristicile fizico-mecanice ale terenului existent pe amplasament.

În vederea unei desfășurări corespunzătoare a lucrărilor de realizare a ploturilor sînt necesare o serie de măsuri organizatorice și de pregătire a amplasamentului pe care urmează să se desfășoare activitatea. În cazul construcțiilor fără subsol se face nivelarea platformei de lucru. În cazul clădirilor cu subsol general sau parțial se face o săpătură generală pînă la cota de fundare sau cota platformei nivelate fiind de regulă cu 50 - 60 cm mai sus decît cota de fundare. Orizontalitatea platformei de lucru permite o așezare corectă a utilajului și în final înfigerea verticală a dispozitivului de realizare (vibromaiului) a ploturilor.

În cazul amplasamentelor care spre suprafață au umpluturi menajere cu conținut ridicat de materii organice (gunoaie, deșeuri provenite din industria ușoară), se face excavarea acestora. Dacă umpluturile sînt realizate din pămînt rezultat din săpături, chiar dacă nu sînt omogene, excavarea acestora nu mai este necesară. În cazul că pe amplasament se găsesc nisipuri fine afîrate (saturate sau nu) sau argile cu indice de consistență redus ( $I_c < 0,5$ ) și există pericolul ca utilajul să se afunde în teren, se crează o platformă de lucru din balast sau argilă aflată la umiditatea optimă de compactare, cu grosimea de 60-100 cm.

În vederea evitării stagnării apelor de suprafață, care ar putea inunda platforma de lucru, se vor efectua lucrări de îndepărtare a apelor meteorice prin șanțuri de gardă, șanțuri de scurgere etc.

Desfășurarea lucrărilor pe amplasament se succede conform următoarelor operații (fig.6.3):



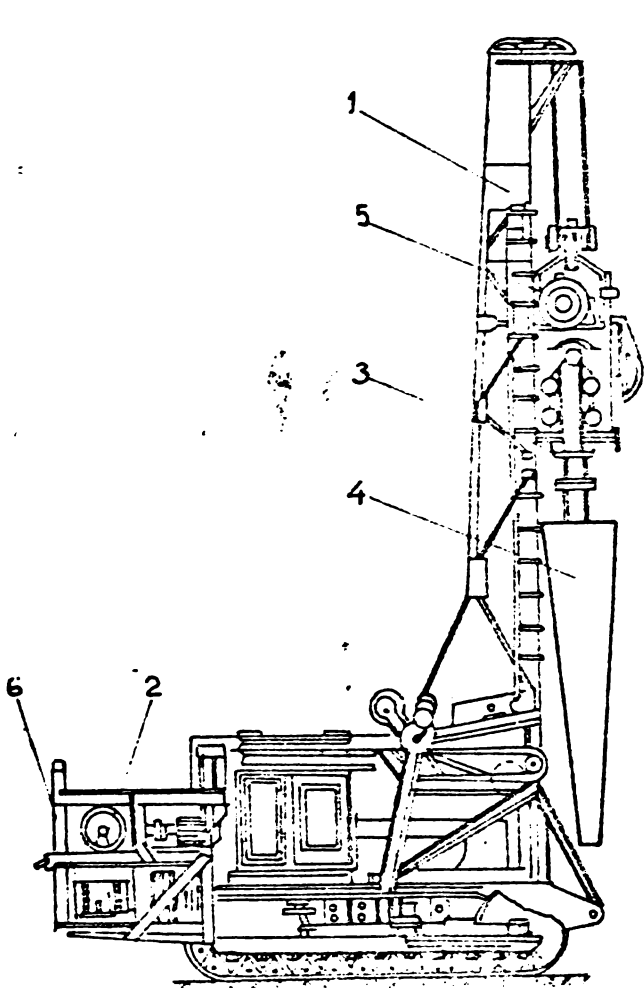


fig.6.3A. Agregatul AVP-1 echipament cu vibromai  
 1- luminare de ghidaj ; 2- troliu mecanic ; 3- generator de vibrații ; 4- vibromai ; 5- motor ; 6- troliu de manevră

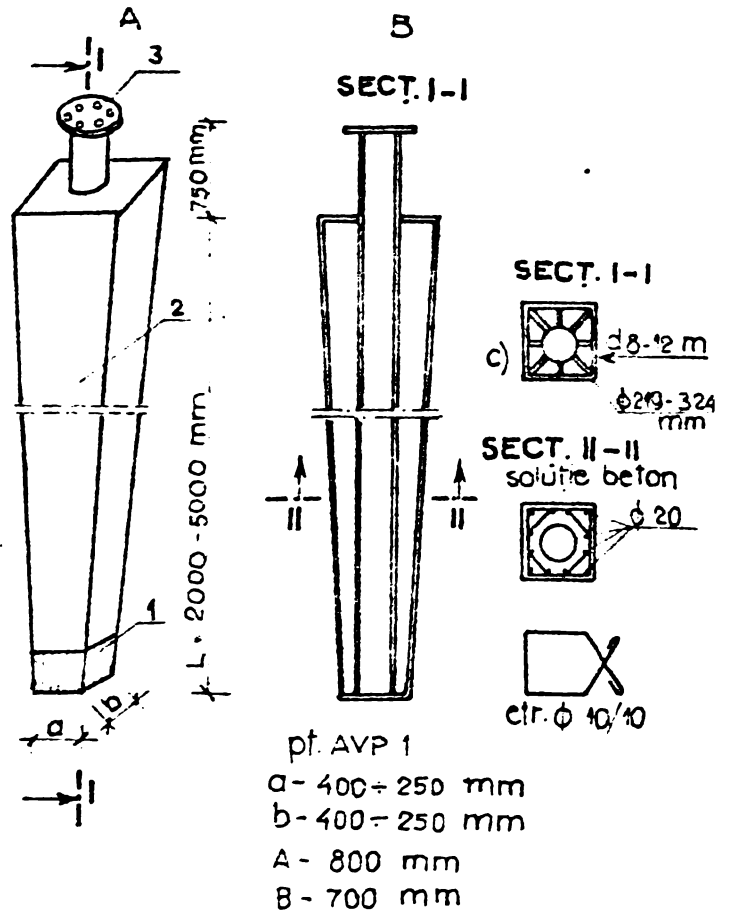


fig. 6.3. B Echipament vibromai  
 1- vîrf plot ; 2- corp ; 3- flanș  
 A) soluție metalică  
 B) soluție beton

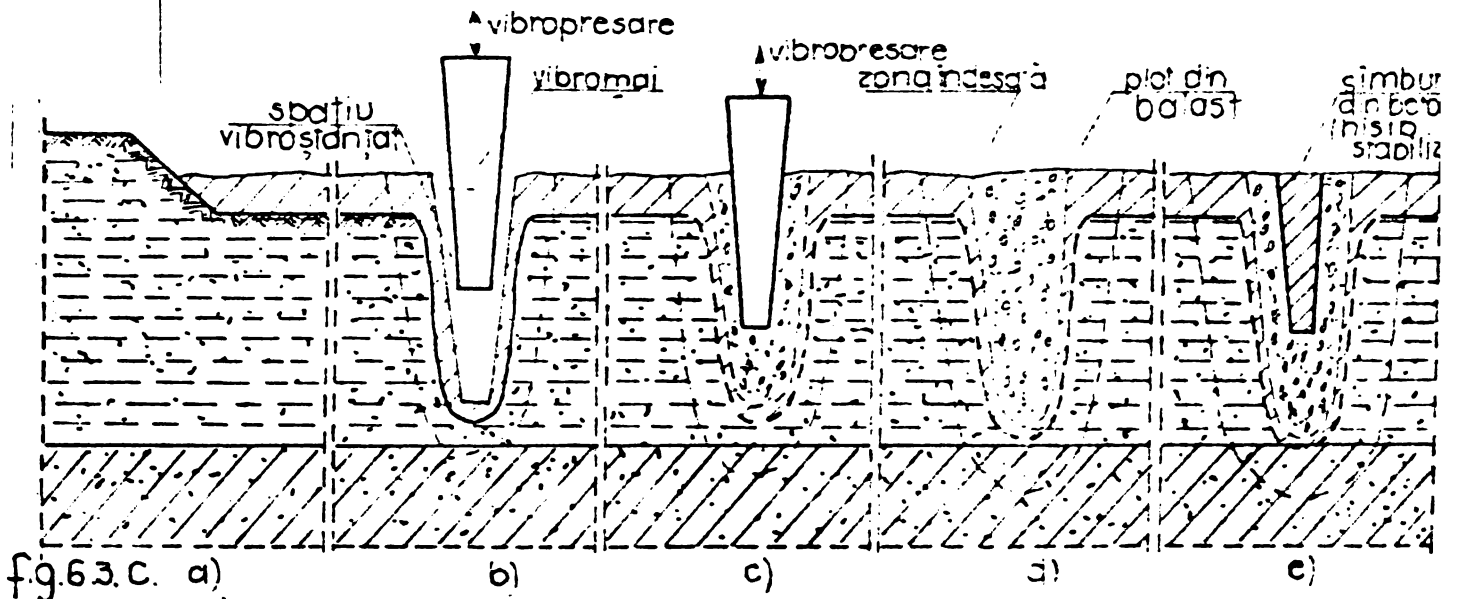


fig.6.3.C. a) - Tehnologia de îmbunătățire cu vibromaiul a terenului de fundare :  
 a) pregătirea platformei de lucru ; b) introducerea vibromaiului în teren sub acțiunea vibrației ; c) umplerea spațiului format cu balast și îndesarea cu vibromaiul ; d) completarea spațiului format cu balast (plot din balast) ; e) în cazul că spațiul format se umple cu beton, se obține un plot din balast cu simbur din beton.



- pregătirea suprafeței de lucru prin realizarea unei săpături generale sau umpluturi pînă la cota precizată în proiect (fig.6.3 a), după nivelarea suprafeței de lucru se trece la trasarea axelor principale ale construcției și ale fundațiilor, trasarea axelor rîndurilor și a șirurilor de ploturi, conform planului de distribuție și pichetarea prin materializare pe teren, prin țărugi a fiecărui plot;

- introducerea în teren a vibromaiului prin vibropresare (vibropresarea în masă) care ștanțează un spațiu de forma echipamentului (fig.6.3 b);

- spațiul obținut în faza anterioară se umple cu balast, nisip, zgură sau pămînt, după care se începe prin reluarea procesului de vibropresare (fig.6.3 c);

- realizarea elementului de îmbunătățire (fig.6.3 d), numit plot, prin adăugare de material de adaus (balast, nisip, zgură, pămînt etc). În cazul că în spațiul format în faza anterioară se introduce apoi o cantitate de beton simplu sau nisip stabilizat se realizează ploturi din balast (nisip, zgură, pămînt etc) cu sîmbure din beton sau nisip stabilizat (fig.6.3.e). De menționat că ploturile din balast cu sîmbure din beton (nisip stabilizat) au o comportare mai bună atît la transmiterea încărcărilor construcției cît și în cazul solicitărilor seismice.

Se recomandă ca numerotarea ploturilor să se facă în ordinea de execuție.

După executarea ploturilor, fie se așează un strat din balast sau nisip ce se compactează prin cilindrare, fie se îndepărtează stratul superficial afînat de cca 40 - 60 cm grosime. În cazul că se execută ploturi cu sîmbure din beton (nisip stabilizat) nu mai este necesară îndepărtarea stratului superficial. Pentru îndepărtarea stratului superficial se recomandă excavatorul cu lingură inversă (tip E-03 sau E-05) deoarece acest utilaj execută săpătură prin retragere, evitîndu-se circulația utilajului în zona săpată. În cazul unui volum redus de săpătură acestea se pot face manual numai în zona fundațiilor continue sau izolate.

### 6.2.2 Echipament de lucru - vibromai

Pentru "adaptarea terenului la construcție" prin realizarea ploturilor vibropresate, se folosește un dispozitiv sub forma unui trunchi de con sau trunchi de piramidă, ce se atașează la agregatul de vibropresare AVP-1 (fig.6.3.A,B). Echipamentul vibromai se poate confecționa din metal (tablă groasă) sau din beton. Principalele părți componente sînt: vîrfurile 1, corpul 2 și flanșa de prindere la vibrator 3. (fig.6.3.B). Structura de rezistență, în ambele variante (beton sau metal), este alcătuită dintr-o țevă cu diametrul de 219 sau

324 mm, în jurul căreia se formează corpul vibromaiului (trunchi de con sau trunchi de piramidă). În cazul vibromaiului din beton, vârful este prevăzut cu un papuc din metal confecționat din tablă groasă de 8-12 mm. Corpul este format din beton armat cu rol de umplutură. În cazul că vibromaiul se confecționează în totalitate din metal, corpul se realizează din tablă groasă de 8 - 12 mm prevăzut cu elemente de rigidizare longitudinale.

Faptul că vârful este plat sporește efectul de îndesare în adâncime peste lungimea de pătrundere în teren.

În cazul agregatelor de vibropresare AVP - 1 și VVPS 20/11 lungimea vibromaiului este cuprinsă între 2-5 m, pentru agregatul de vibropresare AVP-2, lungimea vibromaiului poate atinge 7-8 m. Dimensiunile vibromaiului, în special lungimea, pot fi alese în funcție de grosimea pachetului de straturi slabe ce urmează a fi îmbunătățite.

### 6.3. Experimentări pe modele de laborator

Noutatea tehnologiei de îmbunătățire a terenurilor slabe cu vibromaiul a impus efectuarea de studii experimentale pe modele de laborator, în vederea determinării parametrilor principali care influențează proiectarea și comportarea terenurilor astfel tratate, cum ar fi: succesiunea fazelor tehnologice, forma plotului (distribuția materialului de adaos), efectul de îndesare în adâncime și în lateral pentru diverse pământuri etc.

Încercările pe modele s-au efectuat în cadrul laboratoarelor Catedrei de Drumuri și Fundații, unitate integrată la ICCPDC-Filiala Timișoara.

#### 6.3.1 Instalația folosită la experimentări

Încercările au fost realizate într-o cutie paralelipipedică cu dimensiunile de 100 x 150 x 100 cm (fig.6.4), la care unul din

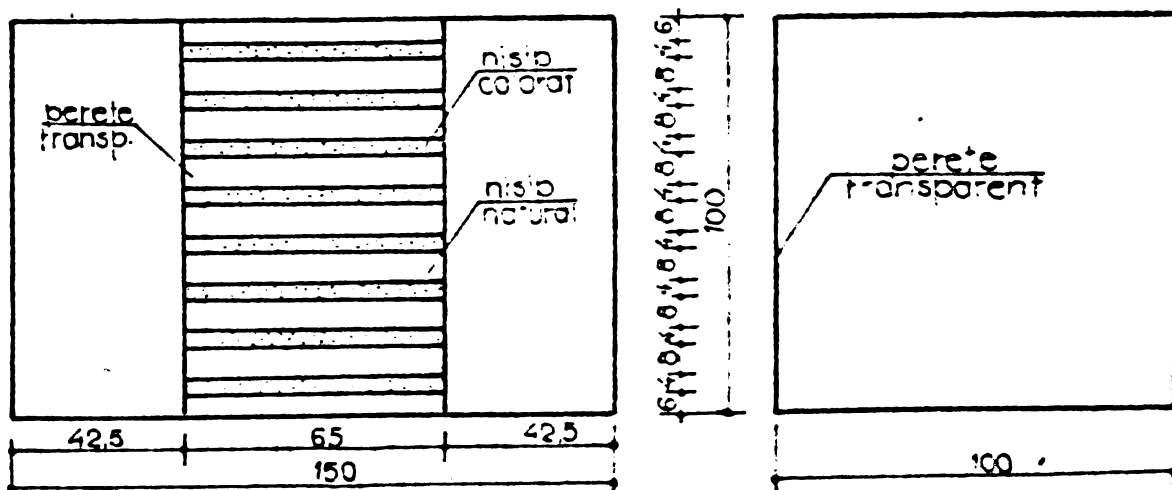


Fig.6.4 Cutie paralelipipedică folosită la încercările de laborator.

pereteii longitudinali a prezentat o porțiune transparentă.





Modelele pentru vibromai au fost confecționate din tablă subțire, umplute cu beton, avînd forma și dimensiunile prezentate în tabelul 6.1. S-au folosit următoarele forme: trunchi de con și trunchi de piramidă pentru realizarea ploturilor obișnuite, iar pentru executarea ploturilor lîngă peretele transparent, acestea au avut o față plană (fără pantă v.tabel 6.1).

Acționarea echipamentelor de lucru s-a făcut cu un vibrator de mici dimensiuni montat pe un cărucior deplasabil pe șine. Caracteristicile vibrogeneratorului au fost următoarele:

- momentul static al excentricilor de: 10,7; 10,34; 9,26; 7,56; 5,35; și 2,77 daN·cm, iar forța perturbatoare sferentă de 1288, 1245, 1115, 911, 644 și respectiv 33 daN;

Turația de 1100 rot/min.

Tabelul 6.1

formă	dimens. [cm]	panta [%]	volum [cm <sup>3</sup> ]	masă [kg]
 TR. CON	D. 10 d. 5 h. 30,5	8,2	1396,65	4,10
 TR. PIRAM	L. 10,5 l. 5,2 h. 29,5	8,2	1886,91	5,15
 PANA	L. 10,3 l <sub>1</sub> . 10,0 l <sub>2</sub> . 5 h. 30,2	8,2	2348,95	5,42
 PANA TRONCON	D. 10 d. 5 h. 30,3	8,2	698,31	2,08

În fig.6.5 se prezintă instalația de laborator pregătită pentru încercări (realizarea ploturilor).

Încercările au fost efectuate în nisip a cărui curbă granulometrică se prezintă în fig.6.6. În vederea omogenizării corespunzătoare (pentru realizarea unei compoziții granulometrice și umidități cât mai uniforme) s-a făcut amestecare manuală prelungită. Introducerea în cutia paralelipipedică s-a efectuat în straturi succesive, prin căderea liberă a nisipului dintr-o găleată, de la înălțime constantă (cca 80 cm). În fața peretelui transparent s-au executat straturi succesive din nisip natural (necolorat) cu grosimea de 8 cm și straturi (fișii) din nisip colorat cu grosimea de 4 cm (fig.6.4).

### 6.3.2 Determinări preliminare

Cu un aparat de cernere obișnuit s-a determinat curba granulometrică (fig.6.6) rezultînd un nisip mare și fin cu un grad de neuniformitate  $U_n = 7,55$ , corespunzător pentru o bună compactare. Asupra nisipului folosit au mai fost determinate următoarele caracteristici:

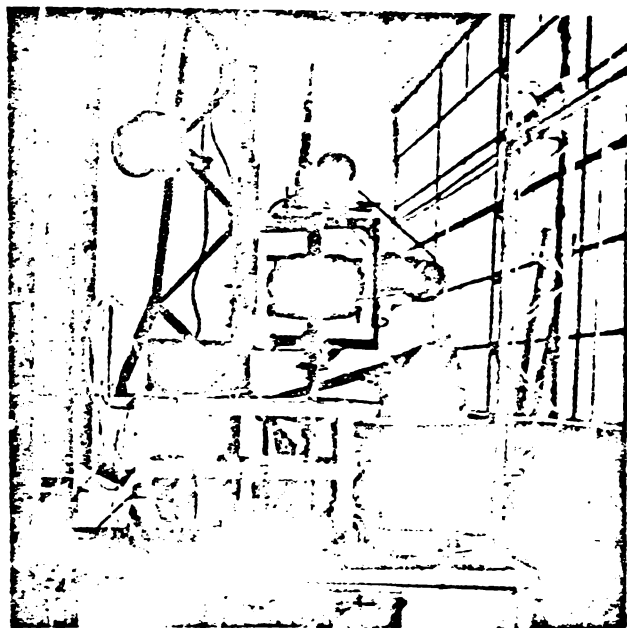


Fig. 6.5 Instalație de laborator  
(model vibrogenerator)

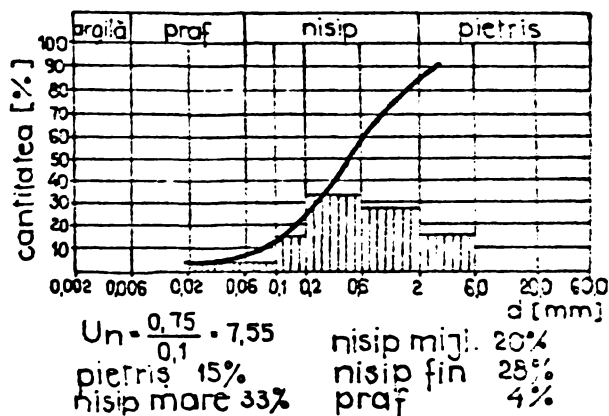


Fig. 6.6 Curbă granulometrică.

turi turnate din beton simplu de consistență vîrtoasă, confecționate cu agregate din sortul 3 - 7 mm.

Tehnologia folosită a cuprins următoarele faze (fig. 6.7) a- vibroștanțarea gropii pe lungimea vibromaiului; b- umplerea gropii ștanțate cu beton sau balast; c- îndesarea materialului de adaos cu vibromaiul; d- completarea cu material a spațiului format în faza anterioară, formarea plotului.

În cadrul experimentărilor a fost folosită gama de echipamente (vibromai) cu înălțimea de 30 cm, cuprinzînd formele: trunchi de con, pană tronconică, trunchi de piramidă și pană trunchi de piramidă (v. tabel 6.1). După tehnologia prezentată au fost realizate 18 ploturi din beton (mulsă), prin reluarea schemei din fig. 6.8 de trei

- greutatea volumică a nisipului din cutie,

$$\gamma = 13,95 \div 14,25 \text{ KN/m}^3;$$

- umiditatea după așezare în cutie,  $w = 6,12 \div 7,14 \%$ ;

- porozitate după așezare în cutie,  $n = 0,45 \div 0,47 \%$ ;

- densitatea fazei solide  $\rho_s = 2,54 \div 2,57 \text{ g/cm}^3;$

Verificarea stării de îndesare a nisipului din cutie s-a făcut prin penetrări dinamice. Pentru aceasta s-a folosit un penetrometru de laborator cu suprafața conului  $S = 2 \text{ cm}^2$  și înălțimea de cădere a greutății de 20 cm. Rezultatul mator mediu ne dă certitudinea că nisipul din cutie se află în stare sfînată, destul de uniformă, deci este necesar un tratament de compactare.

### 6.3.3 Cercetări efectuate în laborator

A. În cadrul primelor încercări s-a urmărit determinarea formei ploturilor (modul de distribuție a materialului de adaos introdus în teren prin noua tehnologie).

Pentru aceste s-au realizat plo-

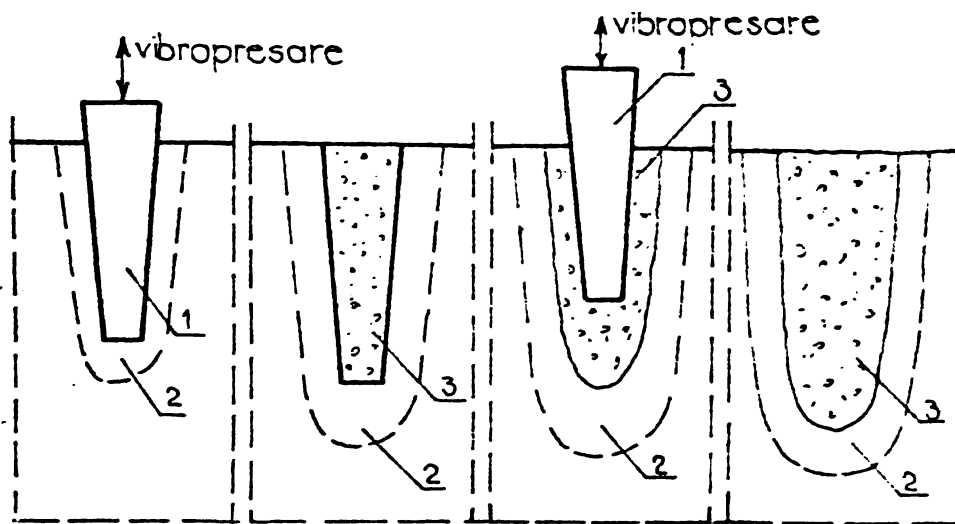


Fig. 6.7 Tehnologie pentru realizarea ploturilor în laborator: 1-vibromai; 2-zonă îndesată; 3-material de adaos.

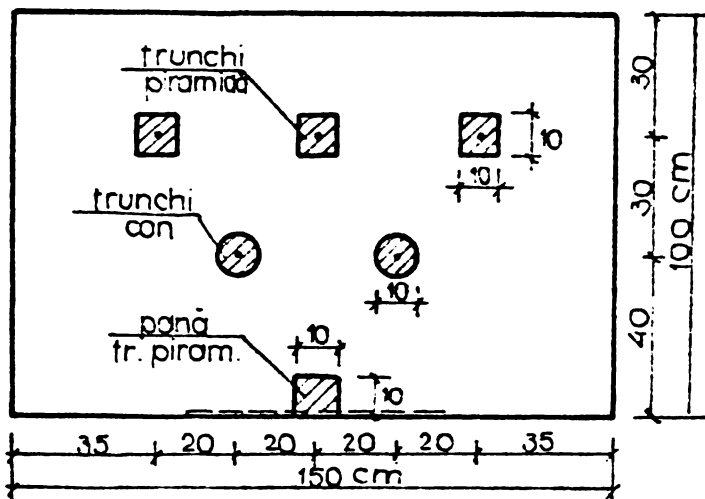


Fig. 6.8 Planul de dispunere a ploturilor din beton (mulaje).

cuprinse între 3-7 mm și granulat de Lugoș pentru studiu pe film color și mai puțin ca un material posibil a fi folosit, deoarece este scump în comparație cu balastul, nisipul, zgura etc.

Dispoziția ploturilor în cutie este prezentată în fig. 6.10. Forma de pană trunchi de piramidă a vibromaiului a ușurat realizarea de ploturi lângă peretele transparent. Aceasta a permis urmărirea directă (observații și măsurători) a modului de deformare a straturilor de nisip din jurul plotului în diferite faze tehnologice de realizare. Situația finală, după trei îndesări a materialului de adaos, privind deformarea straturilor din pământ din jurul plotului este prezentată în fig. 6.11. Prelucrarea măsurătorilor efectuate pe fazele tehnologice

ori. S-au obținut 9 ploturi (mulaje) realizate cu vibromaiul trunchi de piramidă, 6 ploturi (mulaje) cu vibromaiul tronconic și 3 ploturi (mulaje) cu vibromaiul sub formă de pană trunchi de piramidă. Ploturile realizate cu vibromaiul sub formă de pană trunchi de piramidă s-au

prevăzută lângă peretele transparent, pentru a fi observate direct fenomenele ce se desfășoară în masa de pământ pe parcursul tuturor fazelor tehnologice. În fig. 6.9 sunt prezentate ploturile (mulajele) obținute după dezvelire.

B. În etapa a doua a încercărilor s-a urmărit realizarea ploturilor din materiale granulare. În acest caz s-a folosit balast cu dimensiunile particulelor



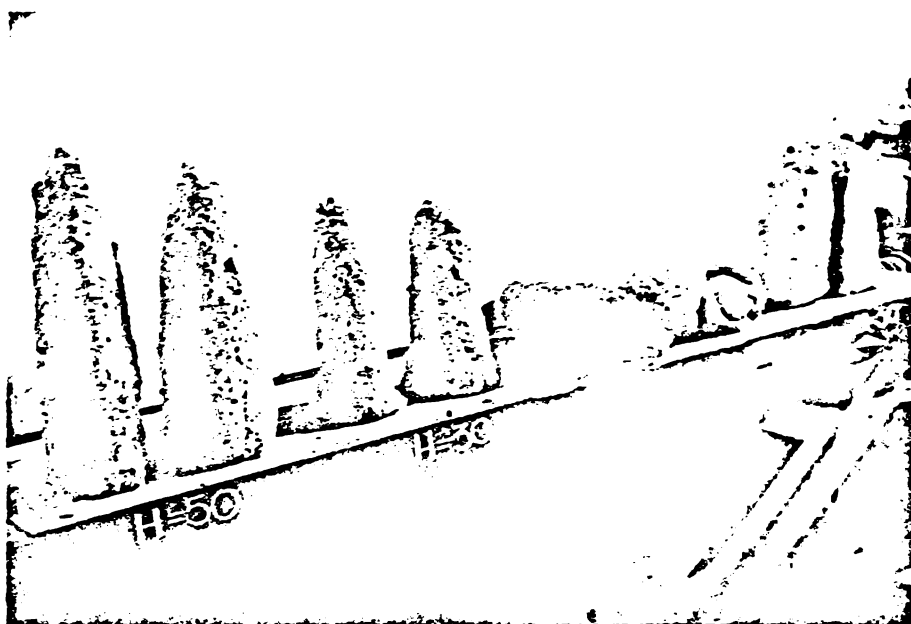


Fig.6.9 Ploturi din beton (mulaje)

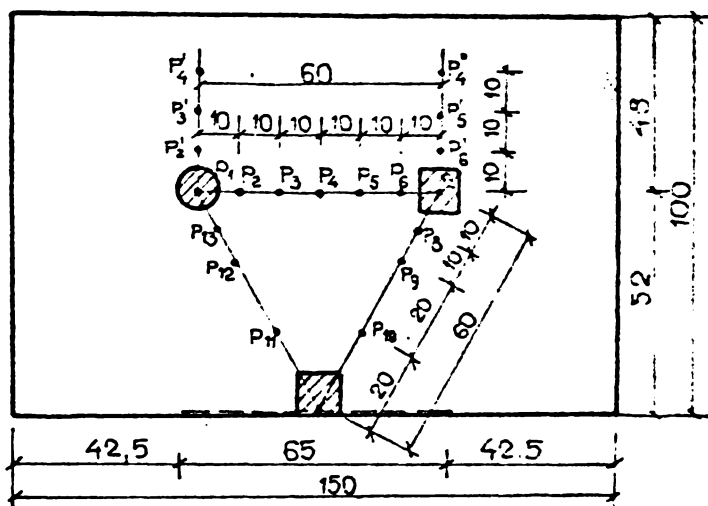


Fig.6.10 Amplasarea ploturilor în faza B și a penetrărilor de control (finale).

forma atît în masa de nisip pentru îmbunătățire cît și după înlesirea materialului de adaos (fig.6.14).

În timpul ștanțării gropii și îndesării materialului de adaos s-a format o pîlnie cu adîncimea maximă de 3-4 cm, extinsă în jurul ploturilor pe o rază de 5-6 ori latura vibromaiului, însoțită de fisuri radiale (fig.6.11, fig. 6.14).

Atît în cazul vibromaiului sub formă de trunchi de con cît și a celui sub formă de trunchi de piramidă, ploturile (mulajele din beton și măsurătorile pe perețele transparent) au avut formă ușor tronconică cu baza mare sus (fig.6.9), punînd în evidență o refulare în adîncime și în lateral a materialului de adaos, totodată creșterea pantei vibromaiului a favorizat refularea laterală.

a trei încercări (valori medii) este redată amănunțit în fig.6.12. Pentru determinarea densității pămîntului îmbunătățit, pe adîncime în jurul ploturilor, s-au recoltat probe cu ștanța, a căror prelucrare este prezentată în fig.6.13.

Evidențierea compacității obținute după îmbunătățire (realizarea ploturilor din balast) s-a făcut prin penetrări dinamice ușoare.

Încercarea a fost repetată în condiții aproximativ identice, de trei ori, în lucrare prezentîndu-se penetrările medii și diagramele integrale ale acestora, obținute în urma prelucrării a 9 penetrări de control.

#### 6.3.4 Observații și interpretarea rezultatelor

Spațiul ștanțat cu vibromaiul și-a păstrat

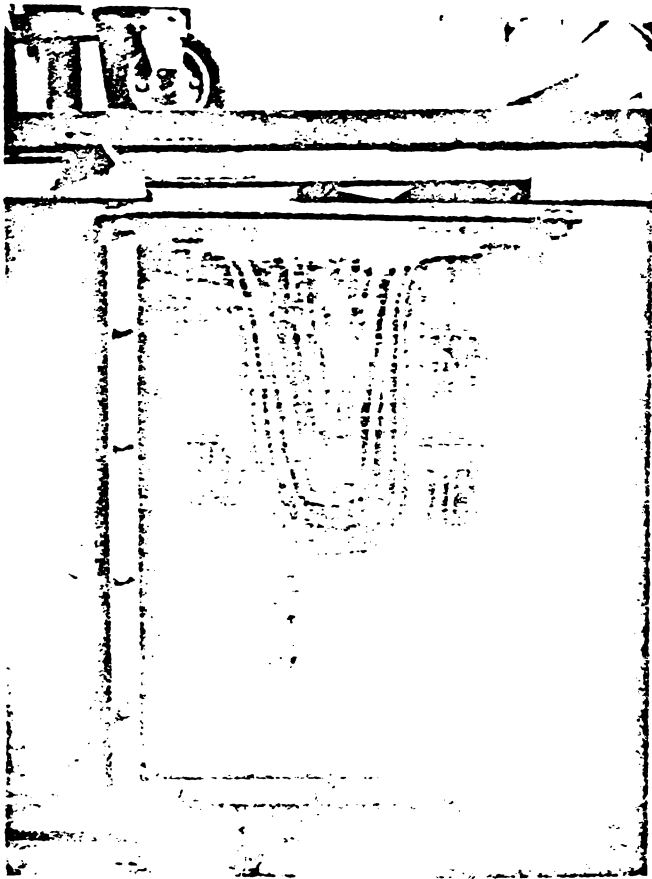


Fig.6.11 Deformarea terenului în jurul plotului

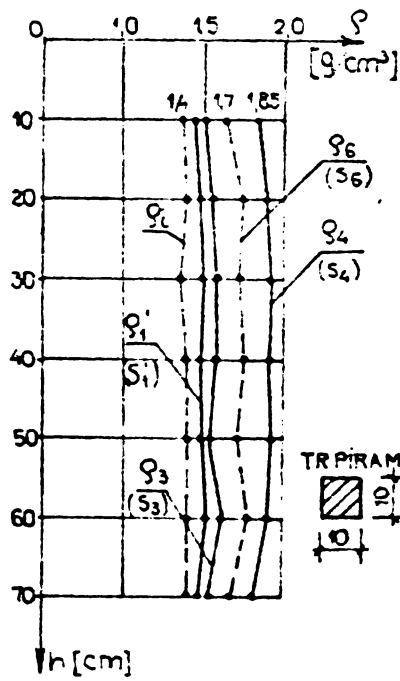
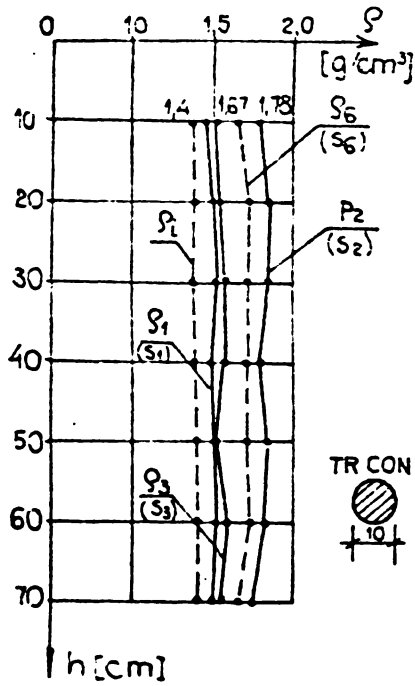
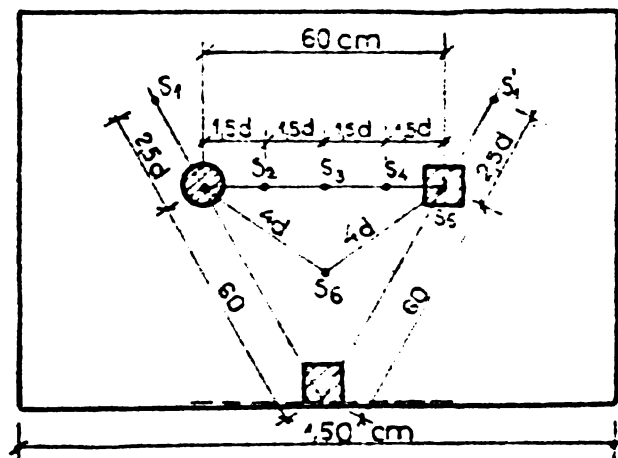
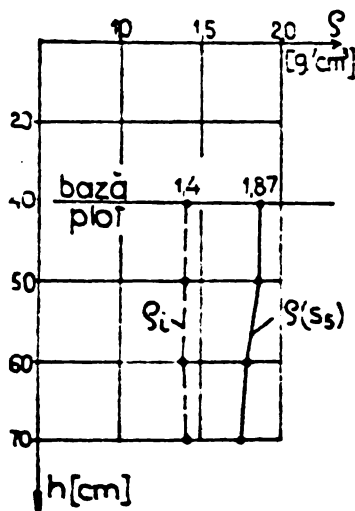


Fig.6.13 Variația densității cu a-  
dîncimea (diagrama  
ρ - h).



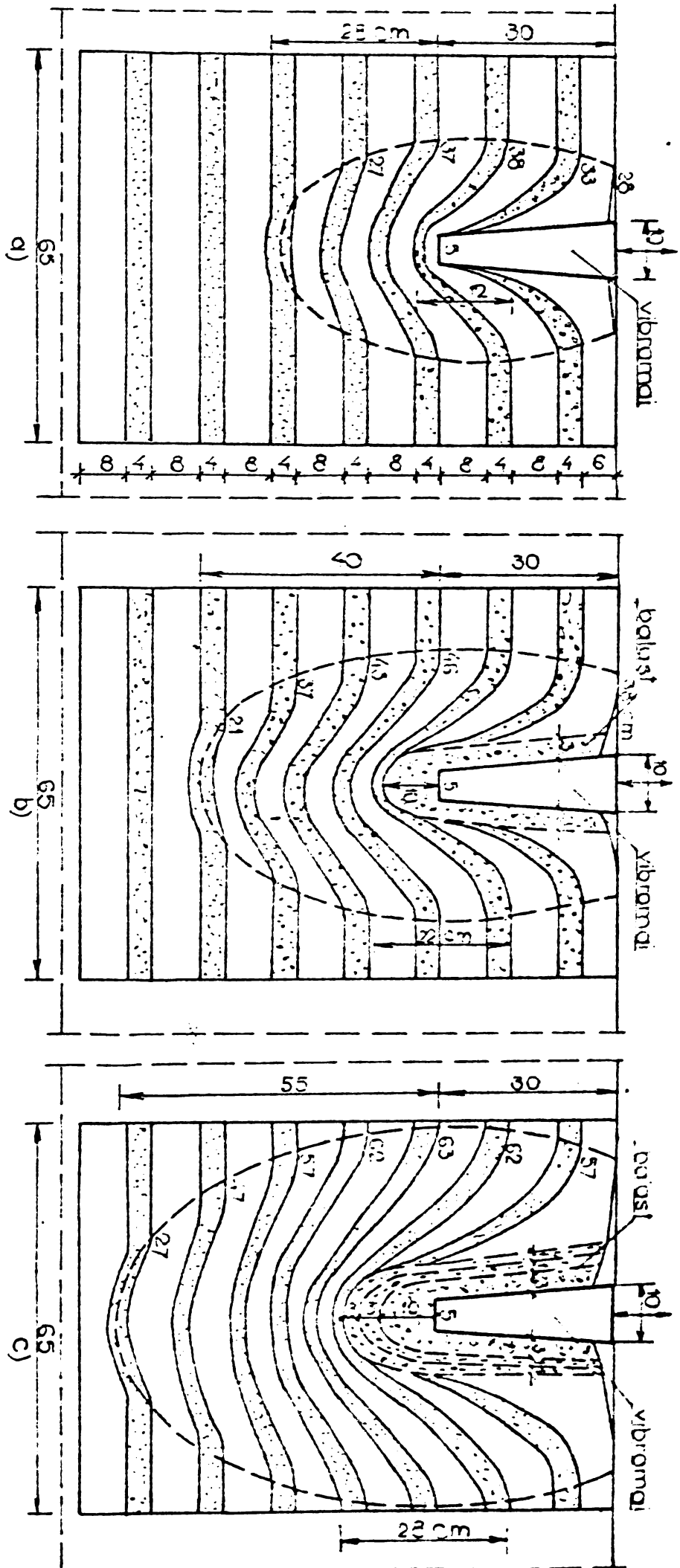


Fig.6.12 Deformația straturilor din nisip și extinderea zonei îndesate în diverse faze de realizare a ploturilor din balast: a- faza de vibroștanțare; b- faza de vibroîndesare a materialului de adaos; c- faza de vibroîndesare multiplă (2-3 ori) a materialului de adaos.

Notă: determinarea formei plotului și a zonelor de influență au fost făcute prin măsurători directe pe perețele transparent (stiplex).

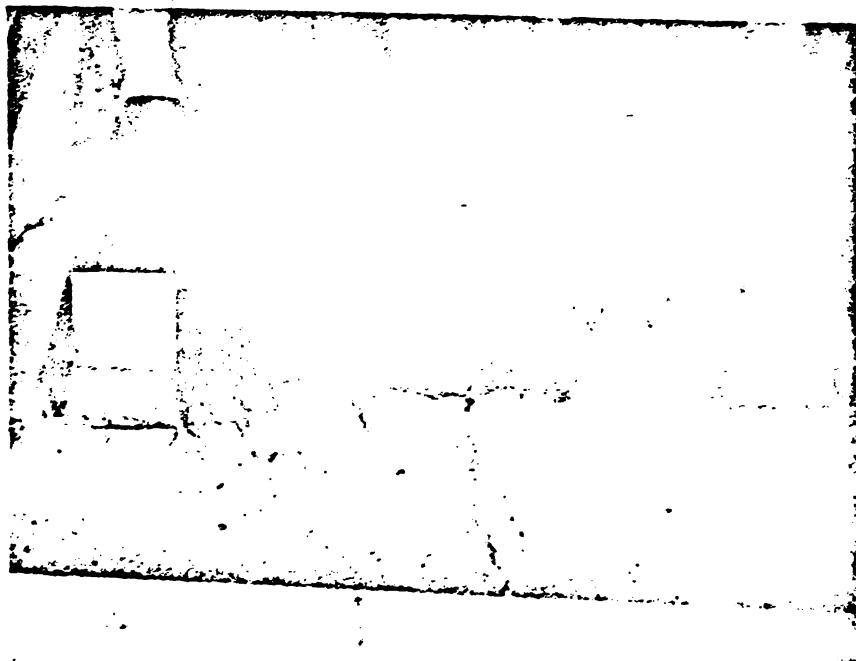


Fig. 6.14 Groapă ștanțată și efectele în suprafața ale vibromaiului

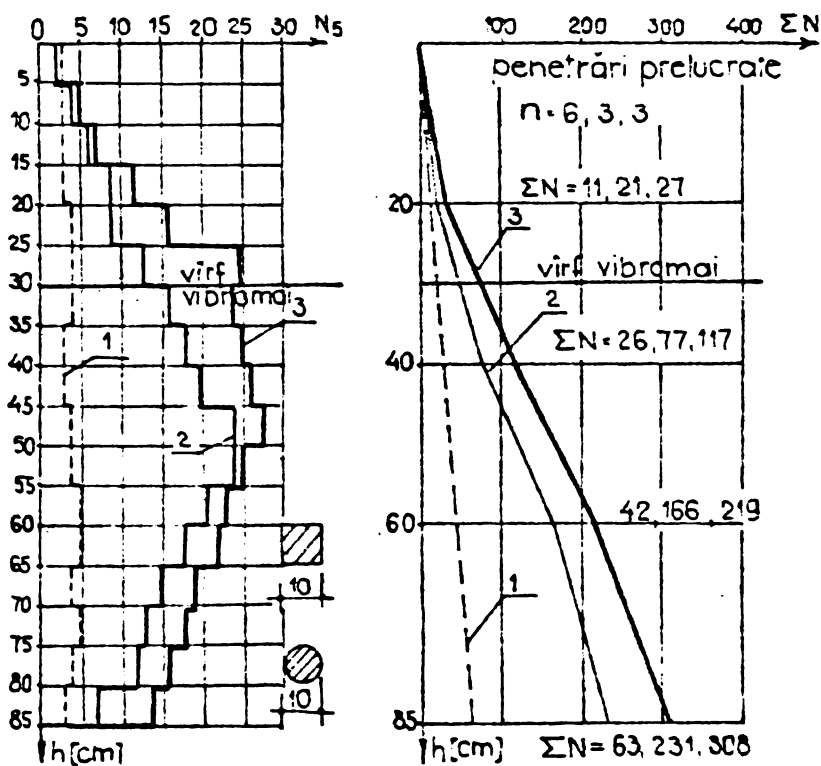


Fig. 6.15 Diagrame medii de penetrare și diagrame integrale: 1- în teren pregătit; 2- pentru vibromai tronconic; 3- pentru vibromai trunchi de piramidă.

zată în plot și între ploturi este de 27,8 %).

Efectul de pană combinat cu cel al vibropresării, în noua

În cazul vibromaiului sub formă de trunchi de piramidă, comparativ cu cel tronconic, analiza diagramelor medii de penetrare și a diagramelor integrale (fig. 6.15), pune în evidență o îmbunătățire accentuată. Pentru a putea face o comparație globală, care să arate fenomenul de îmbunătățire, s-a recurs la construirea diagramelor integrale, la care numărul total de lovituri pentru o anumită adâncime s-a notat cu  $\Sigma N$ . În acest caz pentru diagramele din fig. 6.16 valorile maxime sînt:

$$\Sigma N_1 = 63 \text{ lov}/85 \text{ cm},$$

$$\Sigma N_2 = 241 \text{ lov}/85 \text{ cm și}$$

$$\Sigma N_3 = 308 \text{ lov}/85 \text{ cm}.$$

Compararea acestor valori scoate în evidență îmbunătățirea globală realizată, adică:  $\Sigma N_2 / \Sigma N_1 = 3,83$ , ceea ce înseamnă că lucrul mecanic depus pentru introducerea penetrometrului între ploturi a crescut de 3,83 ori față de cazul terenului pregătit;  $\Sigma N_3 / \Sigma N_1 = 4,89$ , în plot, lucrul mecanic este mai mare de 4,89 ori decât în terenul natural;  $\Sigma N_3 / \Sigma N_2 = 1,278$ , reliefează gradul de omogenitate realizat după îmbunătățirea (diferența de compactare realizată în plot și între ploturi este de 27,8 %).

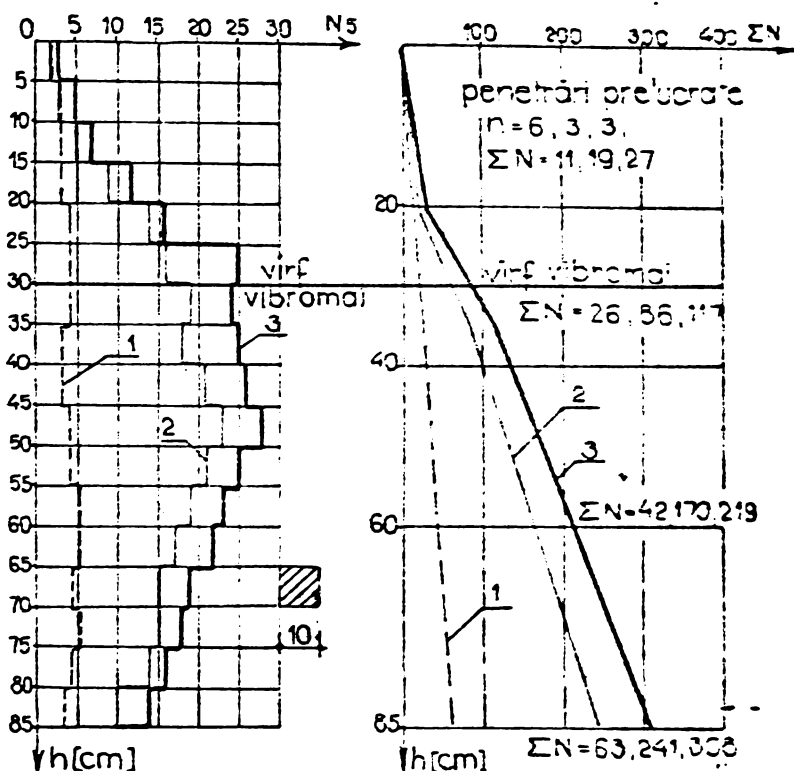


Fig.6.16 Diagrame medii de penetrare și diagrame integrale; 1- penetrare mar-tor; 2- penetrare între ploturi; 3- penetrare în plot.

fost recoltate din lo în lo cm (fig.6.13).

În cazul pământurilor argiloase, ploturile realizate din materiale granulare (balast, nisip, zgură etc) joscă și rol de dren vertical, aspect confirmat pe șantierele de la CET Motru, Ocsko Terezia din Arad, Zona 1 Mai Craiova etc, unde în timp ce se executau ploturi moi, din cele existente ieșea apă, fenomen grăbit și de efectul vibrațiilor.

In concluzie, cercetările de laborator, au pus în evidență faptul că adaptarea terenului la construcție cu ajutorul ploturilor realizate cu vibromaiul (vibropresare în masă cu adaos de material), reprezintă o variantă perfect valabilă din punct de vedere tehnic, caracterizată prin compactare omogenă, productivitate, simplitate etc.

#### 6.4. Observații și prelucrări de date de pe diverse amplasamente.

##### 6.4.1 Zona Spitalului Județean din Timișoara

În Timișoara, în anul 1981, a fost aplicată pentru prima dată în practică tehnologia de îmbunătățire a terenului slab cu vibromaiul /114/.

Stratificația a fost alcătuită din umplutură necohenă (provenită din excesul de pământ și resturi de materiale de la diverse

tehnologie, are influență pe o suprafață circulară cu diametrul egal cu 5-6 ori latura vibromaiului, iar în adâncime se resimte pe cca 4-5 ori latura vibromaiului, măsurat de la vârful acestuia în jos (fig.6.11, fig.6.12, fig.6.15).

Toate aspectele menționate mai sus (efectul de compactare în suprafață, adâncime și omogenitatea realizată între ploturi și în plot) sînt scoase în lumină și de diagramele ce prezintă variația densității ( $\rho$ ) cu adîncimea ( $h$ ). Probele au



construcții din zonă), cu grosimi de 1,0 - 1,5 m, nisip fin argilos saturat de 1,5 - 2,0 m grosime și din nisip argilos cu caracteristici fizico-mecanice bune (fig.6.17). Apa a fost cantonată în stratul de nisip.

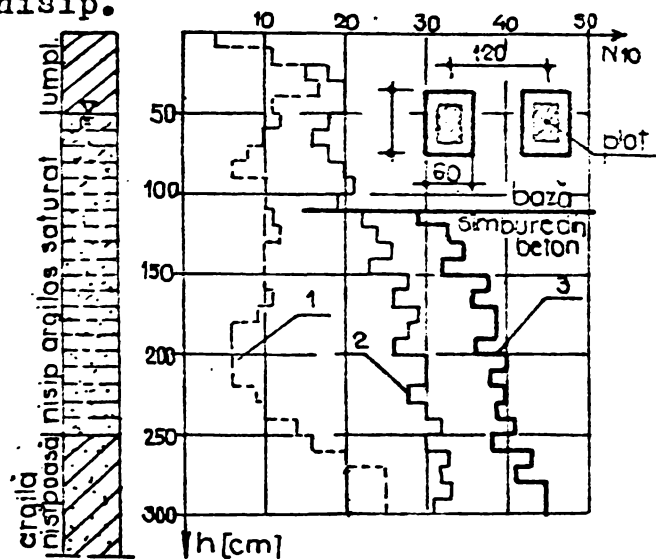


Fig.6.17 Stratificația și testarea calității terenului, înainte și după îmbunătățire: 1- penetrare martor în teren natural; 2- penetrare de control între ploturi; 3- penetrare de control după îndesarea balastului în plot.



Fig.6.18 AVP-1 echipat cu vibromai

După executarea unei săpături generale pînă la cota subsolului, a rămas un strat slab coeziv cu grosimea de cca 50 cm, provenit din umplutură. De la această cotă, în lungul axelor construcției s-a executat adaptarea terenului cu ploturi din balast cu sîmbure din beton, conform tehnologiei prezentate la punctul 6.2.1. Vibromaiul folosit a avut formă de trunchi de piramidă cu baza mică de 40 x 40 cm, baza mare de 60 x 80 cm și înălțimea de 200 cm, suficientă pentru a străpunge grosimea straturilor slabe. Agregatul de vibropresare AVP-1, dotat cu echipament vibromai, folosit pentru adaptarea terenului (realizarea ploturilor din balast) este prezentat în fig.6.18.

Observațiile făcute pe amplasament au pus în evidență faptul că stratul de pămînt coeziv de la suprafață (provenit din umplutură), în procesul de ștanțare a pătruns în jos și în lateral, realizînd un înveliș îndesat, care a menținut forma gropii și a împiedecat pătrunderea apei (apa din teren a ocultat bulbul format prin compactare). Ea a pătruns în groapă după 2-3 ore de la ștanțare, iar forma inițială a spațiului format nu s-a schimbat după 52 de ore. Realizarea ploturilor la o distanță mai mică decît 2D (unde D este latura medie a bazei mari de la vibromai), a produs refularea ploturilor învecinate către suprafața terenului.)

Executarea de ploturi lângă clădiri existente nu a afectat (cca 100 cm) rezistența și stabilitatea construcțiilor vechi.

Volumul de balast introdus în corpul unui plot, pentru dimensiunile de vibromai menționate, a fost de cca  $1,2 \text{ m}^3$ .

Timpul mediu de realizare, cuprinzând toate fazele tehnologice, a fost de 12-15 min. Stanțarea și îndesarea propriuzisă a durat 3-5 min.

Îmbunătățirea caracteristicilor mecanice ale terenului de fundare, în care s-au executat ploturi, a fost pusă în evidență prin penetrări dinamice ușoare PDU (fig.6.17). S-au efectuat penetrări mar-tor înainte de tratarea terenului și, după aceea, între ploturi și în plot (penetrări de control). Din analiza diagramelor de penetrare medii (martor și de control) rezultate din prelucrarea a cca 54 pene - trări, rezultă o bună compactare a terenului atât în plot cât și între ploturi. Numărul de lovituri pentru o pătrundere a conului pe adâncimea de 10 cm ( $N_{10}$ ) a crescut între ploturi de la o medie de cca 10 lovituri în teren natural, la 18-25 lovituri după adaptare, iar în plot, sub baza sîmburelui de beton, a atins 30 - 40 lovituri. Proiectarea fundațiilor s-a făcut pentru o presiune de calcul  $p_{conv} = 2,5 \text{ daN/cm}^2$ . Pe terenul astfel tratat (adaptat la construcție) au fost realizate blocuri de locuințe cu S + P + 4E pe fundații continue prefabricate.

#### 6.4.2. Centrala electrică de termoficare (CET) Timisoara, Stație electrică de concasare

Centrala electrică de termoficare - CET Timișoara - este amplasată pe o suprafață de cca 40 ha, fiind situată într-o zonă seismică de gradul 7MSK. Pe amplasament, terenul de fundare este format dintr-un complex cu grosime mare de nisipuri de diverse granulozități, separat în 2-4 orizonturi de intercalații lenticulare argiloase sau prăfoase. La suprafață, complexul nisipos este acoperit de o crustă argilo-prăfoasă-nisipoasă cu grosimea de 1,3 - 1,5 m, iar la bază reazemă pe un strat din argilă cenușie compactă, neepuizat pînă la adîncimea cercetată de cca 30 m. Nivelul apelor subterane este ridicat, cca 1,0 - 2,0 m față de nivelul terenului, existînd astfel posibilitatea apariției fenomenului de lichefiere în zonele în care caracteristicile pămînturilor nisipoase favorizează acest proces /124/.

Pe amplasamentul "Stației electrice pentru concasare", determinarea curbei granulometrice a pămîntului a pus în evidență prezența unui nisip fin-mijlociu (fig.6.19), susceptibil la lichefiere, mai ales că nivelul apei subterane este ridicat.

Pentru mărirea capacității portante (adaptarea terenului la construcție) în vederea fundării directe și prevenirea fenomenului de

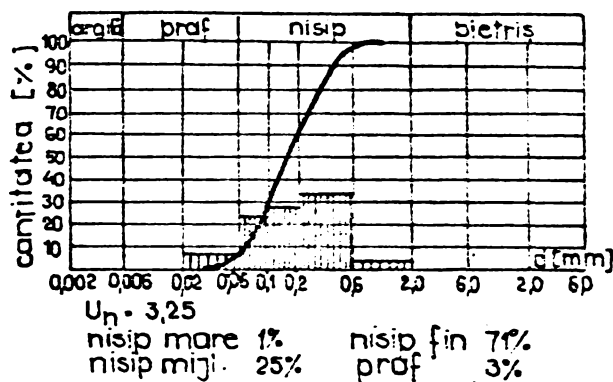


Fig. 6.19 Curbă granulometrică  
CET Timișoara

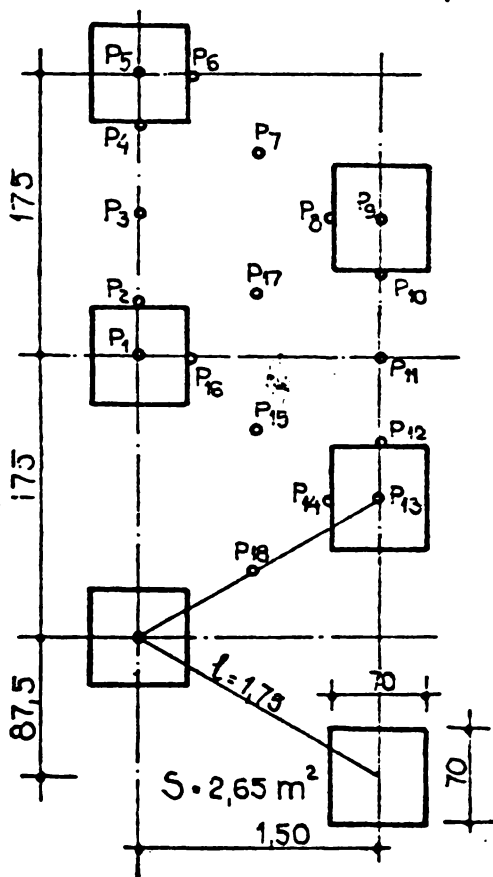


Fig. 6.20 Dispunerea plotu-  
rilor

fic realizarea unei compactări suplimentare prin cilindrare sau alte metode de suprafață.

O comparație globală între diagramele integrale din plot și între ploturi pune în evidență un grad de omogenitate foarte bun, exprimat și de raportul  $\frac{\sum N_{\text{plot}}}{\sum N_{\text{între ploturi}}} = 1232 : 1043 = 1,18$ , mai bun decât cel obținut în laborator, care a fost de 1,278.

lichefiere, un colectiv de la Cate-  
dra de Drumuri și Fundații a propus  
și aplicat împreună cu ISPE Timișoa-  
ra /124/, soluția de îmbunătățire  
cu vibromaiul. Prin realizarea plo-  
turilor s-au rezolvat favorabil,  
tehnic și economic, ambele probleme.

Ploturile au fost dispuse în re-  
țea triunghiulară cu latura  $l = 1,75$   
m revenind unui plot o suprafață  $S =$   
 $2,65 \text{ m}^2$  (fig. 6.20) față de o coloană  
de balast unde suprafața aferentă  
este de cca  $1 \text{ m}^2$ .

Forma vibromaiului a fost de trunchi  
de piramidă cu baza mare de  $80 \times 80 \text{ cm}$ ,  
baza mică de  $30 \times 30 \text{ cm}$  și cu înălțimea  
de 3 m. Introducerea în teren s-a făcut  
numai prin vibrare (fără presare), pătrun-  
derea vibromaiului fiind de 2 - 2,5 m.

Realizarea ploturilor s-a făcut din  
nisip grosier, îndesat de două ori. După  
executarea îmbunătățirii terenului s-au  
făcut penetrări de control, dispuse con-  
form fig. 6.20.

Din analiza diagramei de penetra-  
re medii (fig. 6.21) rezultă creșterea  
substanțială a rezistenței la penetrare  
datorită îndesării sub efectul vibropre-  
sării și a materialului de aport, ceea  
ce a determinat scăderea potențialului  
de lichefiere /124/. Analizând diagramele  
din fig. 6.21 se constată că în zona de  
suprafață pe cca 50-60 cm nu se obține o  
compactare corespunzătoare, ceea ce pre-  
supune fie îndepărtarea acestui strat,

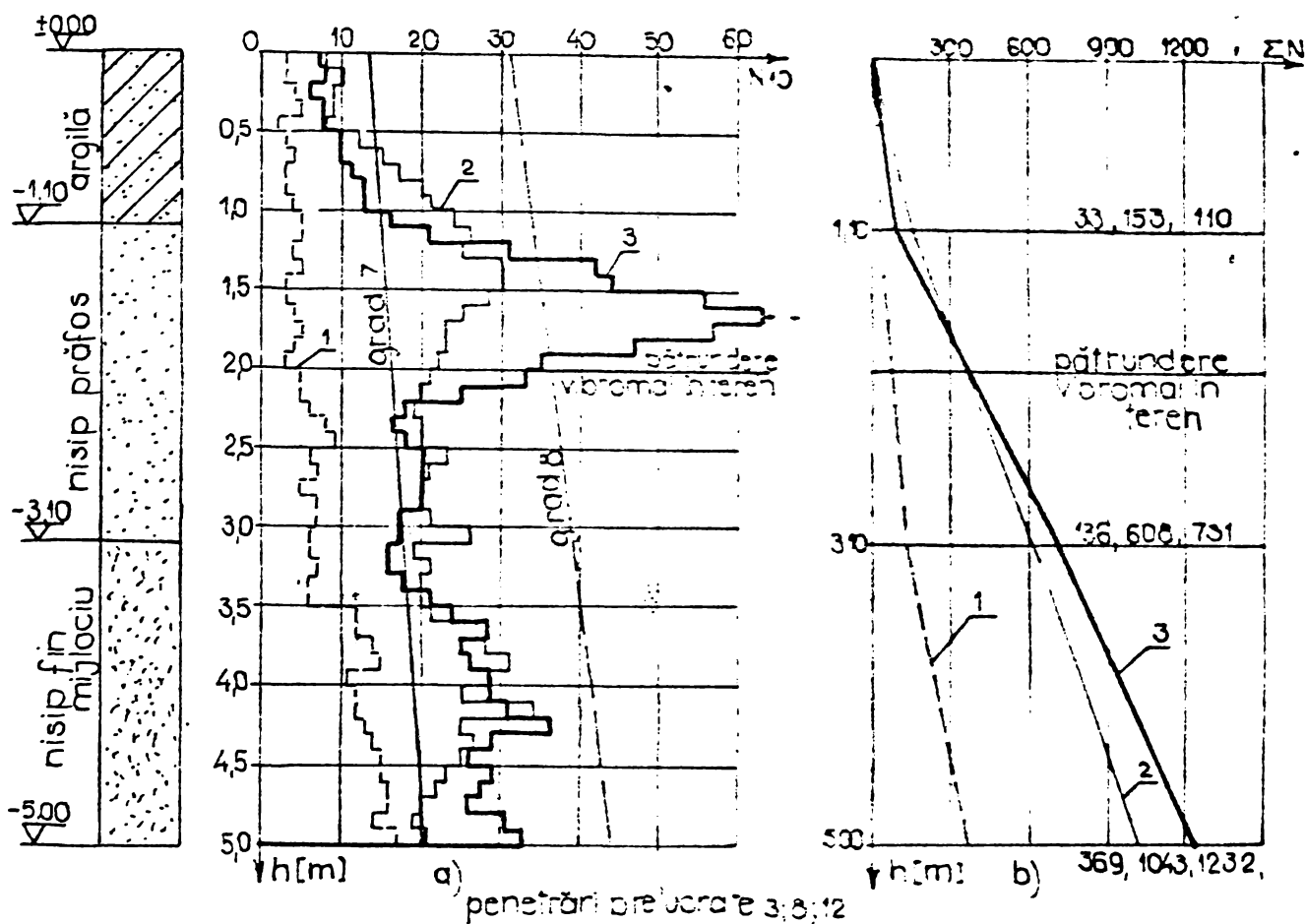


Fig.6.21 Diagrame de penetrare medii (a) și diagramele integrale (b):  
 1- pentru teren natural; 2- pentru terenul dintre ploturi;  
 3- pentru plot.

Pentru determinarea influenței în adâncime a vibromaiului s-au făcut penetrări după ștanțarea gropii (fig.6.22). Efectul vibromaiului în adâncime, după prima îndesare se resimte pe 3-4 Dm (fig.6.22), iar după îndesarea a doua ajunge la 4-6 Dm (fig.6.21), în care Dm reprezintă diametrul mediu al vibromaiului. Acest aspect se explică prin acțiunea combinată a vibrațiilor cu vârful plat (30 x 30 cm) al vibromaiului.

De menționat că pereții gropii și-au păstrat forma atât în terenul natural, cât și după îndesarea nisipului adăugat, uneori se prăbuseau pereții în zona părții superioare, dar rămânea peste 70 % din volumul ștanțat.

După îmbunătățire (adaptarea terenului la construcție) s-au realizat fundații directe, calculate pentru o capacitate portantă de  $2,8 \text{ daN/cm}^2$ , rezultată în urma calculelor efectuate pe baza rezultatelor de penetrare dinamică ușoară (PDU.)

Rezultatele foarte bune obținute prin prelucrarea penetrărilor, privind îmbunătățirea caracteristicilor terenului, au fost confirmate și de analizele obținute pe probe recoltate din teren (tabelul 6.2). Pe probele recoltate cu ștanța s-a determinat umiditatea (w), greutate-

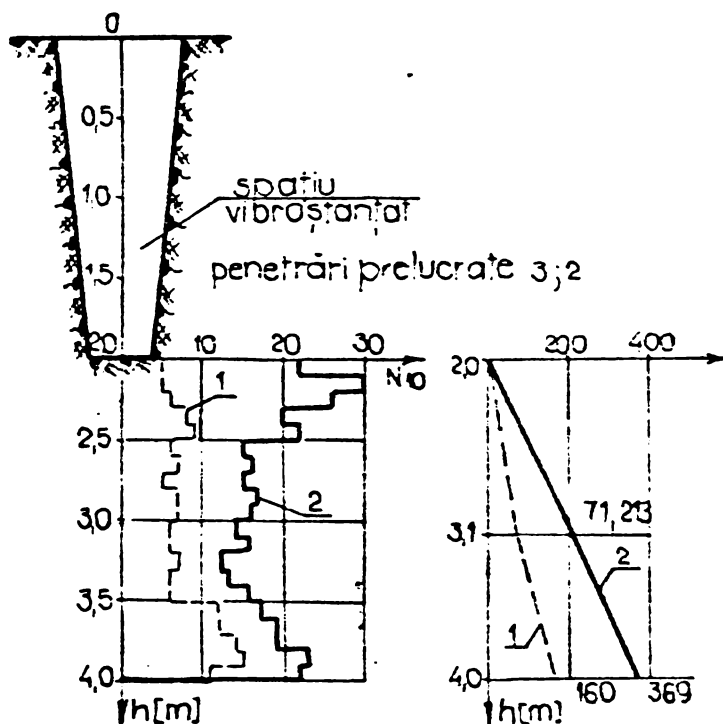


Fig.6.22 Diagrame penetrate (a) și diagrame integrale (b):  
1- în teren natural;  
2- după vibroștanțare.

tea volumică ( $\gamma$ , greutatea volumică în stare uscată ( $\gamma_d$ ), porozitatea ( $n$ ) și modulul de deformație linear edometric ( $M$ ). Proba 1 a fost recoltată din pereții gropii ștanțate, 2 s-a recoltat la cca 20 cm de prima, proba 3 din terenul natural și proba 4 din plot (tabel 6.2). Pentru fiecare probă s-au recoltat câte 3 ștanțe, în tabel fiind prezentate valorile medii obținute.

Pe platforma C.E.T. Timișoara pînă în momentul întocmirii prezentului material fuseseră realizate peste 500 de ploturi, rezultatele practice privind tehnologia și calitatea terenului îmbunătățit au confirmat studiile de laborator.

Tabelul 6.2

nr. crt	nr. pr.	m [g]	$m\alpha$ [g]	W [%]	$\gamma$ [MN/cm <sup>2</sup> ]	$\gamma_d$ [MN/cm <sup>2</sup> ]	n [%]	e	M [MN/cm <sup>2</sup> ]	locul de recoltare al probelor
1	1	154,9	136,4	13,5	20,2	17,7	33,2	0,49	131,5	
2	2	156,8	137,3	14,1	20,5	17,9	32,4	0,48	133,3	
3	3	130,3	114,3	13,9	16,05	14,09	46,73	0,88	49,60	
4	4	158,1	142,0	11,3	20,7	18,3	31,0	0,44	194,1	

### 6.5. Considerații teoretice referitoare la adaptarea (îmbunătățirea) terenului cu vibromaiul

Pe baza studiilor pe modele de laborator, realizărilor în scară naturală și teoriei din domeniul vibrațiilor aplicate la pămînturi se poate spune că ploturile din materiale granulare (balast, nisip, zgură etc) executate cu vibromaiul contribuie la îmbunătățirea caracteristicilor terenurilor atât prin efectul de dren vertical care grăbește consolidarea (eliminarea apei din pămînt) cît și prin compactarea globală datorită suplimentului de fază solidă introdus în teren, îndeplinind următoarele funcții:



-sporesc capacitatea portantă a terenului prin obținerea unui material cu un modul de deformație mai ridicat în plot față de terenul din jur, ceea ce atrage după sine o concentrare a încărcărilor pe ploturi;

- mărirea globală a rezistenței la forfecare sub încărcările aplicate;

- creșterea coeziunii nedrenate, datorită fenomenelor de consolidare radială.

Aceste aspecte favorabile au fost cunoscute de mult timp, dar era necesară dezvoltarea tehnicii vibrării și în particular realizarea ploturilor prin vibropresare, coloanelor prin vibroflotare și coloanelor din balast vibropresate /103/, /104/.

#### 6.5.1 Acțiunea vibromaiului în pământurile necoezive

Îmbunătățirea caracteristicilor terenurilor prin ștanțare cu vibromaiul în cazul pământurilor necoezive produce o vibrare în masă cu adaos de material cu caracteristici fizico-mecanice mai bune. (balast, nisip, zgură etc).

Prin introducerea în teren a vibromaiului se formează un spațiu ai cărui pereți se mențin singuri, datorită forme speciale a echipamentului (trunchi de con sau trunchi de piramidă) și mai ales fenomenului de îndesare ce se produce în lateral, creîndu-se o zonă compactă în jurul gropii. În plus datorită oscilațiilor verticale, de o anumită frecvență și amplitudine, în masa pământului necoeziv se produce și un fenomen de lichefiere, care favorizează o așezare mai compactă /42/.

În timpul lichefierii, forțele de frecare între particulele de pământ (proporționale cu suprafața particulelor și deci cu pătratul diametrului lor mediu) sînt reduse foarte mult, practic nule. Forțele de gravitație a particulelor de pământ care sînt proporționale cu volumul lor (și deci cu cubul diametrului lor mijlociu) rămîn neschimbate și provoacă astfel restructurarea, respectiv reșezarea pământului care permite a se obține o structură mai densă, stabilă (după tratament) în aproape toate cazurile /69/, /104/.

Prin aportul de fază solidă se îmbunătățește și curba granulometrică, care are un rol foarte mare în cazul pământurilor lichefiabile din zone seismice.

Sub aspect general este cunoscut că, cu cît un pământ este mai fin, cu atît raportul dintre forțele gravitaționale (ce favorizează compactarea) și forțele de legătură (ce trebuie învinse) devine mai defavorabil /39/, /104/, /127/.

Măsurători ale propagării vibrațiilor obținute la lichefierea terenului și după compactarea lui, au permis verificarea rezultatelor

de laborator /lo4/, după care s-a văzut că un teren nu este susceptibil la lichefiere prin vibrație, decât dacă accelerația la care este supus va fi superioară accelerației oricărei consolidări făcută prin vibrație sau pe care terenul a suportat-o anterior. Din aceasta rezultă că îmbunătățirea prin stantare cu vibromaiul este un mijloc foarte economic, pentru a proteja construcțiile contra lichefierii din seisme, adică acela de a compacta terenurile la intensități ale vibrațiilor superioare seismelor.

#### 6.5.2 Acțiunea vibromaiului în pământurile coezive

Agregatele de vibropresare actuale existente pe piață (AVP-1, AVP-2, VVPS-2o/11) care acționează echipamentul vibromai, nu produc accelerații ale vibrațiilor suficiente pentru a permite compactarea pământurilor coezive în același mod ca a celor necoezive. Dar, prin introducerea de material granular (balast, nisip, zgură etc), care sub efectul vibropresării coboară mai jos decât pătrunderea vibromaiului, se constituie astfel un element vertical numit plot, care se comportă după aceea ca un pământ necoeziv. Aceasta echivalează cu o substituție parțială și locală a terenului inițial, care se va comporta după aceea ca un teren neomogen. Situația este similară cu cea care se obține în cazul coloanelor din balast vibropresate și a celor executate prin vibroflotare.

După realizarea fundațiilor încărcările se aplică nu numai pe ploturi, ci și pe terenul învecinat. Capacitatea portantă a ansamblului este funcție de interacțiunea dintre ploturi și terenul învecinat. Datorită formei plotului (trunchi de con cu baza mare sus) și diametrului de peste 1 m, se poate vorbi de o capacitate portantă proprie care este în funcție de rezistența la deformare laterală a terenului înconjurător, ale cărui caracteristici se ameliorează datorită fenomenului de drenare a pământului coeziv din jurul plotului din material necoeziv.

Spre deosebire de coloanele din balast realizate prin vibropresare și vibroflotare, la ploturi fenomenele de ruptură directă și periculoasă sau fenomenele similare curgerii lente (fluajului), care apar imediat după aplicarea încărcării /lo4/, vor fi mult diminuate (uneori inexistente), datorită refulării pământului din amplasament în lateral și adâncime (imprimată de forma vibromaiului), îndesarea materialului de adaos și dimensiunile mari ale plotului. Se poate deduce că pentru o încărcare dată, coeficientul de siguranță crește ireversibil cu timpul.

În terenurile eterogene, cu cât rezistența mecanică a stratului întâlnit este mai slabă, cu atât cantitatea de materiale de adaos

este mai importantă și astfel terenul se omogenizează într-un mod apreciabil.

Ploturile din materiale granulare (balast, nisip, zgură etc.) în afară de efectul de drenaj și de omogenizare, permit creșterea frecării interioare și reducerea tasărilor absolute.

În cazul ploturilor din nisip stabilizat cu ciment se poate distinge pe de o parte rezistența internă a plotului determinată de rezistența la compresiune a materialului din care este constituit și pe de altă parte rezistența plotului, determinată din condiția de rezistență a terenului căruia i se transmite încărcarea (prin vîrf și prin suprafața laterală). Ca și în cazul coloanelor vibroinjectate /69/ prin încărcare ruperea se va produce în interiorul terenului în zona învecinată plotului, unghiul de frecare plot-teren poate fi egal deci cu unghiul de frecare interioară a terenului înconjurător.

### 6.5.3 Zonele de îndesare din jurul plotului

Introducerea vibromaiului în teren este însoțită de formarea unor suprafețe de rupere, de-a lungul cărora este depășită rezistența la forfecare. În acest caz problema poate fi tratată la limita echilibrului folosind metoda Rankine, care presupune suprafețe de rupere plane.

Avînd la bază această teorie au fost stabilite zonele de îndesare din jurul plotului, executat în pămînturile necoezive (fig.6.23). Dimensiunile (grosimea și adîncimea) zonelor de influență din jurul plotului s-au stabilit avînd în vedere și rezultatele experimentale (v.pct.6.3) și 6.4) și s-au exprimat în funcție de diametrul mediu ( $D_m$ ), întrucît caracterizează cel mai bine vibromaiul din punct de vedere geometric (baza mare, baza mică, lungimea-panta). În suprafața zona de influență are grosimea maximă egală cu  $D_m \operatorname{tg}^2(45 + \phi/2)$ . Pe suprafețele de rupere  $\phi = 0$  (la limita echilibrului). Deci se poate conta pe o zonă îndesată în jurul plotului de grosime egală cu  $D_m$  (aspect pus în evidență și în cazul piloților prefabricați).

Testările de laborator și teren (v.pct.6.3 și 6.4) au arătat că se poate conta pe o grosime egală cu  $1,5 D_m$  (fig.6.23), explicabil prin efectul vibropresării și materialului de sport. Aceleași măsurători de laborator și teren (v.pct.6.3 și 6.4), au pus în evidență o îndesare foarte mare în regiunea de vîrf a vibromaiului, aspect datorat efectului de pană cu vîrf plat al echipamentului, combinat cu cel al vibropresării. În cazul terenurilor necoezive efectul vibromaiului în adîncime, măsurat de la bază în jos depășește valoarea  $D_m \operatorname{tg}^2(45 + \phi/2)$ .

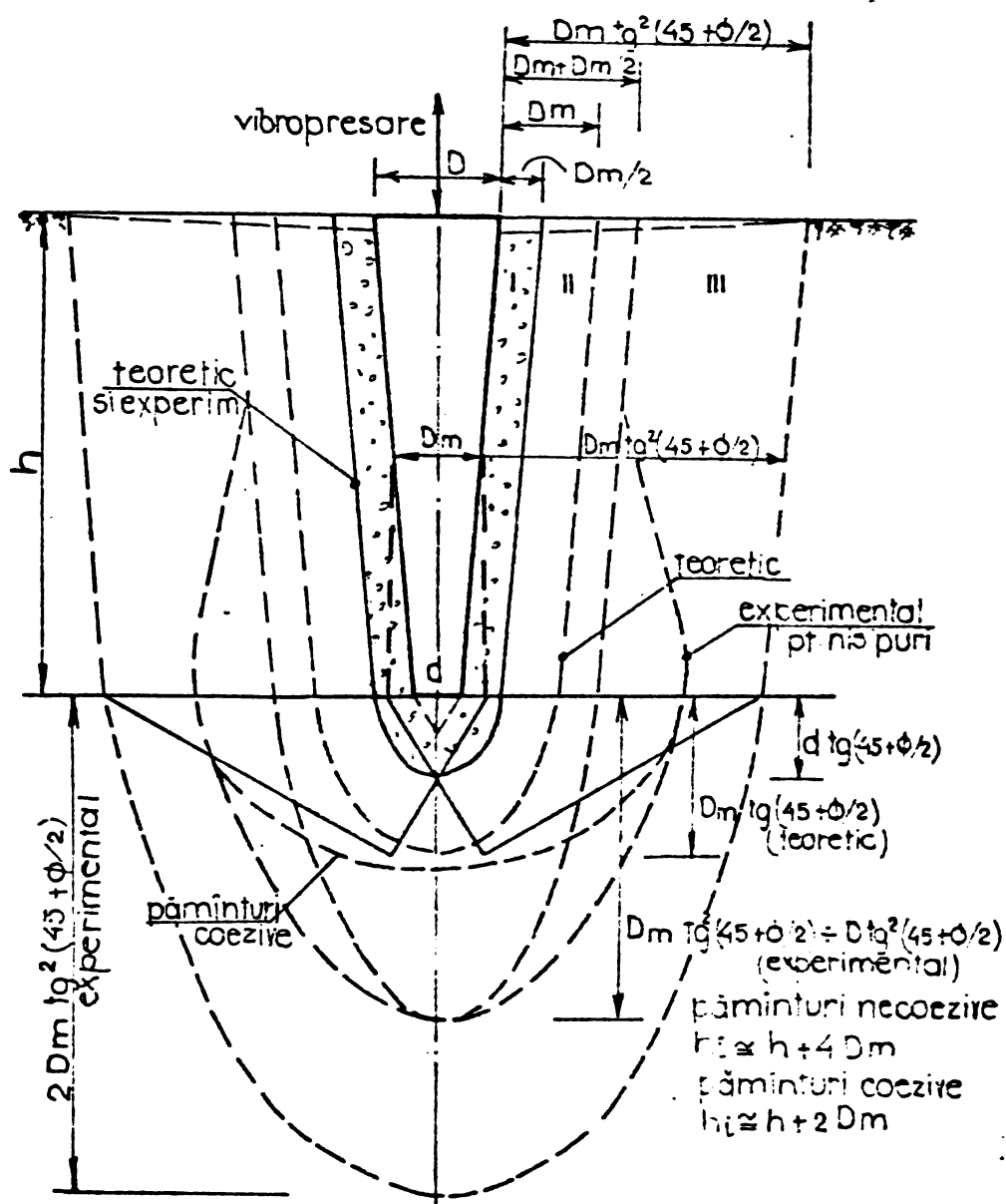


Fig.6.23 Plot din balast și zonele de îndesare, în cazul pământurilor necoezive: I-zonă cu material de adaos puternic îndesat; II-zona îndesată pe care se poate conta; III-zonă ușor îndesată.

mod acoperitor, pe o îmbunătățire sub vârful vibromaiului egală cu  $2 Dm$ .

#### 6.5.4 Metodă de calcul pentru determinarea distanței "l" dintre ploturi

În cazul îmbunătățirii generale, pentru o eficiență sporită, ploturile se execută sub forma unei rețele la care elementul de bază este un triunghi echilateral cu latura "l" (fig.6.24). După îmbunătățire, terenul de fundare va prezenta o anumită densitate medie finală ( $\rho_{df}$ ). Distanța "l" dintre ploturi se poate deduce din

Pentru proiectarea curentă, având în vedere că în cazul nisipurilor cu procent de nisip fin și praf sub 5%, unghiul de frecare interioară se poate determina cu relația  $\phi = 30 + 15 I_D / 87$  și acceptând (în mod acoperitor) că în zona II se realizează cel puțin un grad de îndesare  $I_D = 0,5$ , rezultă  $\phi = 30 + 15 \cdot 0,5 = 37,5$ , în acest caz  $\tan(45 + \phi/2) = 2$ . Deci la nisipuri se poate conta pe o îmbunătățire a pământului sub vârful vibromaiului egală cu  $4 Dm$ .

În cazul argilelor, luând în considerare că efectul vibromaiului este mai redus decât la nisipuri [42], [102] se poate conta, în



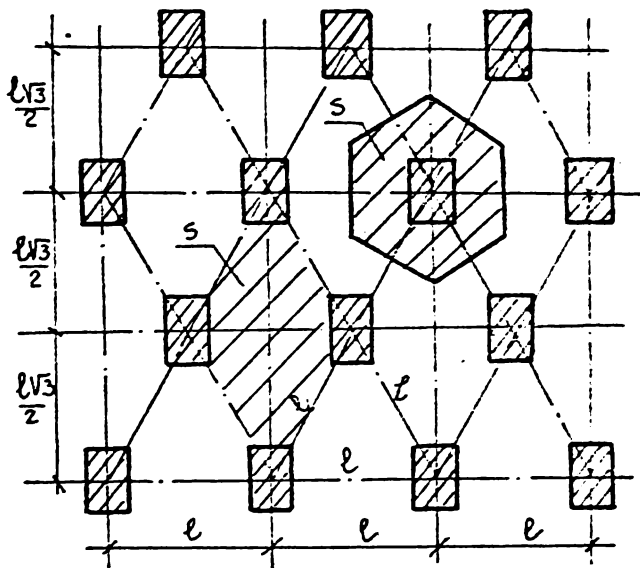


Fig.6.24 Distribuția ploturilor

în care:

$m = 1; 1,5; 2; 2,5; 3 \dots$  în funcție de cantitatea de material adăugat, comparativ cu volumul ( $V$ ) al gropii ștanțate (al vibromaiului intrat în teren în prima fază);

$\gamma_i$  - greutatea volumică inițială a terenului neîmbunătățit;

$\gamma_f$  - greutatea volumică finală a terenului îmbunătățit;

$V$  - volumul vibromaiului introdus în teren la prima ștanțare;

$h_i$  - grosimea stratului îmbunătățit (pentru nisipuri  $h_i = h + 4 D_m$ , iar pentru pământurile coezive  $h_i = h + 2 D_m$ , iar în cazul că vibromaiul ajunge în terenul bun de fundare  $h_i = h$ ): în care  $h$  este lungimea vibromaiului introdus în teren la prima ștanțare, iar  $D_m$  diametrul mediu corespunzător.

Adâncimea zonei îmbunătățite se va stabili din condițiile de capacitate portantă și de deformare, pe baza prevederilor din STAS 8316-77, ținând seama de caracteristicile de rezistență și deformare, ale terenului compactat și a celui de sub zona compactată.

Relația (6.2) devine:

$$l^2 \frac{\sqrt{3}}{2} (\gamma_f - \gamma_i) = m \frac{V}{h_i} \gamma_f$$

sau

$$l = \sqrt{\frac{2m}{\sqrt{3}}} \sqrt{\frac{V}{h_i} \frac{\gamma_f}{\gamma_f - \gamma_i}} \quad (6.3)$$

Se introduce notația:

$$c = \sqrt{\frac{2m}{\sqrt{3}}} \quad (6.4)$$

Exemplu: pentru  $m = 1, c \cong 1,1$  și  $m = 2, c \cong 1,5$  (în acest caz cantitatea de material introdusă în teren este egală cu de două ori volumul vibromaiului introdus în teren la prima ștanțare).

condiția ca volumul de material introdus și materialul din teren să fie egal cu volumul total după efectuarea îmbunătățirii, pentru un strat în grosime unitară.

Suprafața ce revine unui plot (fig.6.24) este hexagonală și este egală cu suprafața rombului.

$$s = l^2 \frac{\sqrt{3}}{2} \quad (6.1)$$

În baza raționamentului de mai sus, se obține:

$$l^2 \frac{\sqrt{3}}{2} \gamma_f = m \frac{V}{h_i} \gamma_f + l^2 \frac{\sqrt{3}}{2} \gamma_i \quad (6.2)$$



Inlocuind în relația (6.3):  $\delta_i = \rho_{ig}$  și  $\delta_f = \rho_{fg}$ , se obține:

$$l = c \sqrt{\frac{V}{h_i} \frac{\rho_f}{\rho_f - \rho_i}} \quad (6.5)$$

Dacă se consideră că umiditatea este aceeași atât înainte cât și după îmbunătățire și că materialul introdus în mod suplimentar are aceeași îndesare, se poate scrie:

$$\rho_f = \rho_s (1 - n_f) (1 + W) \quad \text{și}$$

$$\rho_i = \rho_s (1 - n_i) (1 + W)$$

respectiv:

$$\rho_f = \rho_{df} (1 + W)$$

$$\rho_i = \rho_{di} (1 + W)$$

"l" devine:

$$l = c \sqrt{\frac{V}{h_i} \frac{\rho_{df}}{\rho_{df} - \rho_{di}}} \quad (6.6)$$

în care:

$\rho_{df}$  - este densitatea medie a pământului în stare uscată după îmbunătățire (îndesare);

$\rho_{di}$  - densitatea medie în stare uscată a terenului natural (înainte de îmbunătățire);

Dacă densitatea scheletului  $\rho_s$  este aceeași pentru terenul natural și materialul adăugat pentru îmbunătățire, relația devine:

$$l = c \sqrt{\frac{V}{h_i} \frac{1 - n_f}{n_i - n_f}} \quad (6.7)$$

în care:

$n_f$  - este porozitatea medie finală a terenului îmbunătățit;

$n_i$  - porozitatea medie inițială a terenului natural (înainte de îmbunătățire);

În funcție de porozitatea medie ( $n_m$ ) se stabilesc caracteristicile de rezistență  $\phi$  și  $C$  și se efectuează calculul de capacitate portantă a terenului compactat, conform STAS 8316-77.

Pe baza calculelor teoretice corelate cu măsurătorile in situ după îmbunătățire cu vibromaiul, pentru dimensionarea fundațiilor se poate conta pe o capacitate portantă de 2,5 - 3,5 daN/cm<sup>2</sup> (în funcție de natura terenului și distanța dintre ploturi).

#### 6.5.5 Determinarea capacității portante a terenului adaptat (îmbunătățit) ținând cont de rezistența pasivă a terenului natural (neîmbunătățit)

Ruperea terenului îmbunătățit (respectiv a plotului) solici-

tat de eforturile care au luat naștere datorită încărcării fundațiilor, se produce prin formarea unor suprafețe de alunecare continue, în momentul când tensiunile tangențiale de pe aceste suprafețe au atins valoarea limită a rezistenței la alunecare.

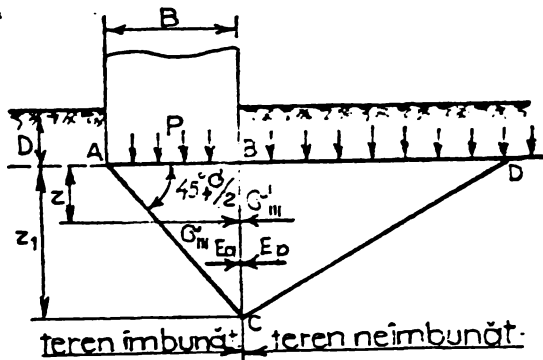


Fig. 6.25 Determinarea capacității portante a terenului îmbunătățit

Stabilirea capacității portante limită (în acest caz având în contact teren îmbunătățit cu teren neîmbunătățit), se poate face cu metoda lui Rankine, care presupune suprafețe de rupere plane. Starea de echilibru limită se tratează în condițiile problemei plane, aspect ce se poate aplica atît la fundațiile în fișie cît și la construcția în ansamblu (fig. 6.25).

In cazul echilibrului limită, pe suprafața BC (fig. 6.25), trebuie satisfăcută condiția:

$$E_a = E_p \quad (6.8)$$

Aceasta conduce la /86/:

$$p_{cr} = \delta_D \frac{K_p}{K_a^m} + 2c \frac{\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a^m}}{K_a^m} + \delta \frac{z_1}{2} \frac{K_p - K_a^m}{K_a^m} \quad (6.9)$$

sau ținînd seama că:

$$z_1 = B + \operatorname{tg} (45 + \phi/2) = B \sqrt{K_p} \quad (6.10)$$

rezultă:

$$p_{cr} = \delta_D \frac{K_p}{K_a^m} + 2c \frac{\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a^m}}{K_a^m} + \frac{\delta_B \sqrt{K_p}}{2} \left( \frac{K_p}{K_a^m} - 1 \right) \quad (6.11)$$

Se fac notațiile:

$$N_q^m = \frac{K_p}{K_a^m} \quad (6.12)$$

$$N_c^m = 2 \frac{\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a^m}}{K_a^m} \quad (6.13)$$

$$N^m = \frac{\sqrt{K_p}}{2} \left( \frac{\sqrt{K_p}}{K_a^m} - 1 \right) \quad (6.14)$$

Cu aceste notații, relația (6.11), devine:

$$p_{cr} = \delta_D N_q^m + c N_c^m + \delta_B N^m \quad (6.15)$$

Primul termen exprimă influența adâncimii de fundare, termenul al doilea influența coeziunii, iar termenul al treilea, influența greutateii proprii a prismelor de pământ ABC, BCD, exprimată în funcție de lățimea fundației.

In care:

$$K_a^m = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varnothing/2) \quad (6.16)$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varnothing/2) \quad (6.17)$$

în care:

- $\varnothing_m$  - unghiul de frecare interioară mediu al terenului îmbunătățit;
- $\varnothing$  - unghiul de frecare interioară al terenului neîmbunătățit;
- $c$  - coeziunea specifică a terenului neîmbunătățit. In cazul pământurilor necoezive  $c = 0$ , din relația (6.15) dispare termenul al doilea.

In aceste condiții, conform STAS 8316-77, verificarea presiunilor din talpa fundațiilor se face cu relația:

$$p'_{ef} = m_c p_{cr} \quad (6.18)$$

- în care:
- $p'_{ef}$  - este presiunea medie verticală pe teren, rezultată prin împărțirea componentei verticale a rezultantei încărcării de calcul (provenită din gruparea specială) la suprafața redusă a fundației;
  - $m_c$  - coeficient al condițiilor de lucru, egal cu unitatea;
  - $p_{cr}$  - presiunea critică, calculată cu formula (6.15), în care  $\varnothing_m$ ,  $\varnothing$  și  $c$  reprezintă valori de calcul.

O altă metodologie pentru determinarea capacității portante se poate face prin asimilarea masivului îmbunătățit cu o pernă din balast, folosind procedeul propus de B.I. Dalmatov /136/ sau cu valorile lui  $\varnothing_m$  și  $c_m$  ale terenului compactat, se calculează capacitatea portantă conform STAS 8316-77.

#### 6.5.6 Determinarea zonei de gardă din jurul fundațiilor

Dimensiunile suprafeței compactate (îmbunătățite) cu vibromaiul, trebuie să depășească în plan dimensiunile fundațiilor cu lățimea  $d$ , care se poate determina conform normativului C-29-77, cu o relație de forma:

$$d = B \cdot \eta \quad (6.19)$$

- unde:
- $B$  - reprezintă lățimea fundației sau a construcției (în cazul radiatorilor generale sau fundațiilor care se influențează);
  - $\eta$  - este un coeficient ce se ia 0,5 pentru fundații continui și izolate și 0,35 pentru radiere.

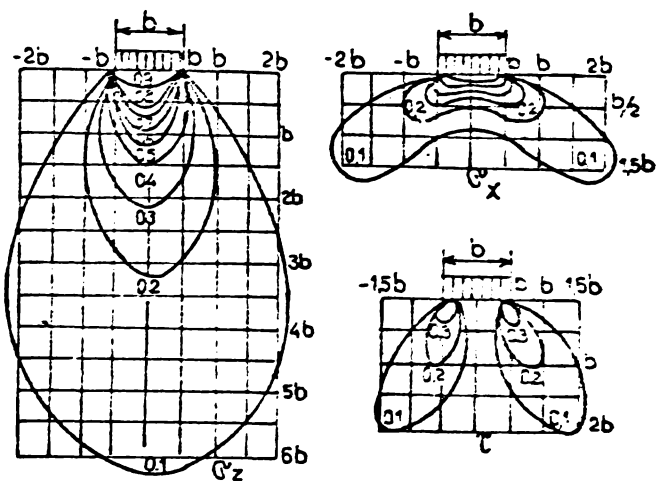


Fig. 6.26 Bulbul tensiunilor:  $G_z$ ,  $G_x$ ,  $\tau$

pe parcursul vibrării. De aceea, în aceste cazuri procedeul are eficiență mai mult prin materialul granular de adânc și efectul de dren.

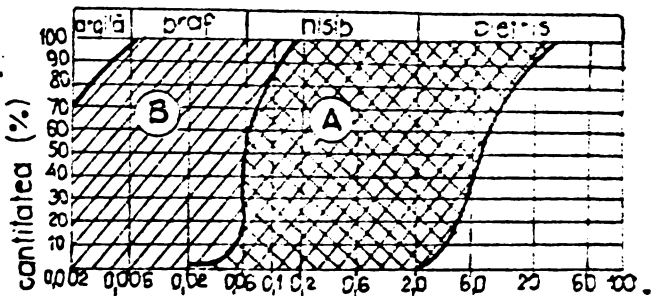


Fig. 6.27 Terenuri accesibile îmbunătățirii prin ștanțare cu vibromaiul: A- domeniu de compactare sporită; B- domeniu în care ploturile au mai mult rol de suport și dren.

Terenurile care se situează în domeniul A se compactează foarte bine cu vibromaiul (v.pct. 6.3 și 6.4). Rezultate acceptabile se pot obține și în terenurile coezive și semicoezive (argile cu plasticitate ridicată, mîluri din particule fine etc) situate în domeniul B (fig. 6.27). În acest caz materialul de sport trebuie să se situeze în domeniul pietrișului, în felul acesta corectîndu-se și curba granulometrică a pămîntului. Încărcările din fundații, în această situație, vor fi preluate de ploturi și transmise terenului.

Tot în terenurile situate în domeniul B (fig. 6.27) apar și fenc-

Sau după Abelev /136/, zona îndesată trebuie să includă izobarele 0,2 pentru eforturile unitare normale orizontale (fig. 6.26).

### 6.5.7 Domeniul de aplicare

Aplicarea ștanțării prin vibropresare în terenurile coezive sau aluviuni cu granulație fină nu duce la aceleași rezultate ca în nisipuri, deoarece prin vibra-re nu se pot anula forțele de legătură dintre particule, neputînd fi separate nici chiar temporar

Tehnologia de adaptare (îmbunătățire) prin ștanțare cu vibromaiul se poate aplica pe terenuri necozive care au o compoziție granulometrică cuprinsă între 0,06 și 150 mm, cînd sub efectul vibrațiilor și îndesării în masă pămîntului, se crează posibilitatea reșezării granulelor în stare de îndesare maximă, domeniul aplicării acestuia fiind prezentat în fig. 6.27.

Evident, efectul vibrațiilor scade cu diametrul particulelor, eficiența fiind mai mare în nisipuri grosiere decît în cele fine.

mene evidente de refulare în suprafață, mai ales când pământul este saturat, aspect observat pe amplasamentele de la CET Motru, Zona 1 Mai, Craiova etc.

În concluzie, nu există limită precisă între terenurile compactabile și cele necompactabile prin metoda vibromaiului. Această limită depinzând de mai mulți factori, unii intrinseci (intensitatea vibrațiilor, granulometria terenului, gradul de neuniformitate) și alții locali (indice de plasticitate, grad de umiditate, comprimare laterală și în adâncime etc).

#### 6.6. Soluții de adaptare (îmbunătățire) a terenului pentru diverse tipuri de fundații.

Tehnologia poate fi aplicată pentru adaptarea (îmbunătățirea) terenurilor slabe sau medii de fundare, pe care se aplează clădiri de locuit, social-culturale, construcții industriale, rezervoare etc, la care fundațiile sînt izolate, continue sau sub formă de radier general. În aceste situații, mai întîi se execută o săpătură generală sau umpluturi pînă la cota de fundare, după care terenul se îmbunătățește conform tehnologiei prezentate (v.pct.6.2.)

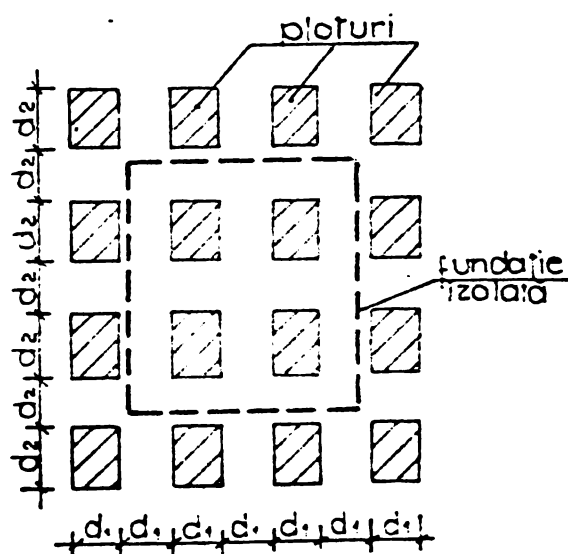


Fig.6.28 Distribuția ploturilor sub o fundație izolată.

În cazul fundațiilor izolate pentru stâlpi este necesar să se prevadă minimum 4 ploturi sub blocul de fundare, iar în jurul fundației încă un șir de ploturi (fig.6.28).

Pentru construcțiile de locuit cu subsol general și fundații continue care au pînă la 5 niveluri, se va executa sub fiecare ax longitudinal și transversal cîte un șir de ploturi (fig.6.29), iar pe conturul construcției se va prevedea suplimentar un rînd de ploturi. Pentru clădirile cu 6-10 etaje, pe fiecare ax longitudinal și transversal se vor realiza cîte două șiruri de ploturi la distanță de 1,2 - 1,5 m, iar în jurul construcției un șir de ploturi pentru acoperirea zonei active.

În cazul fundațiilor pe radier general, îmbunătățirea terenului se face cu ploturi așezate sub formă de rețea rectangulară sau la care elementul de bază este un triunghi echilateral (fig.6.30).

În jurul radierului se va prevedea un rînd de ploturi, avînd în vedere extinderea zonei active.



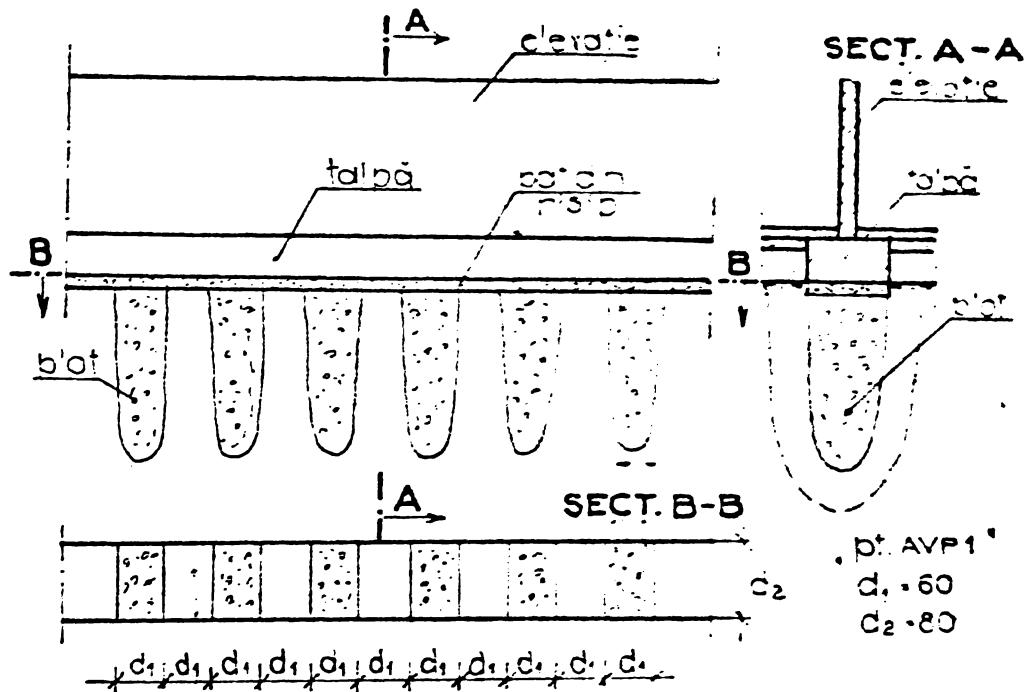


Fig.6.29 Distribuția ploturilor pentru fundațiile continue pentru clădiri cu P. + 4. etaje.

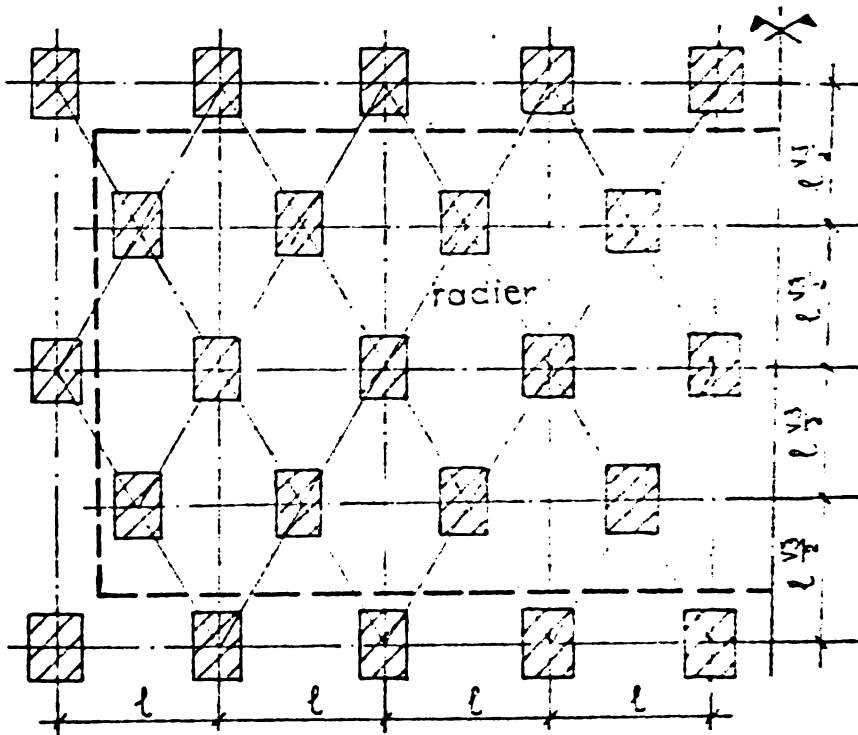


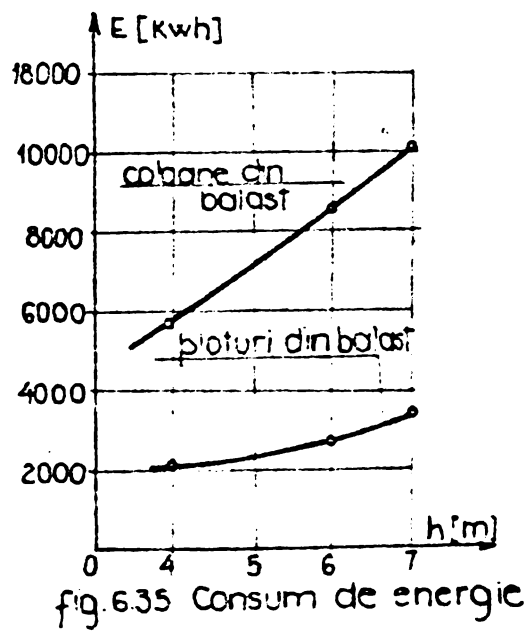
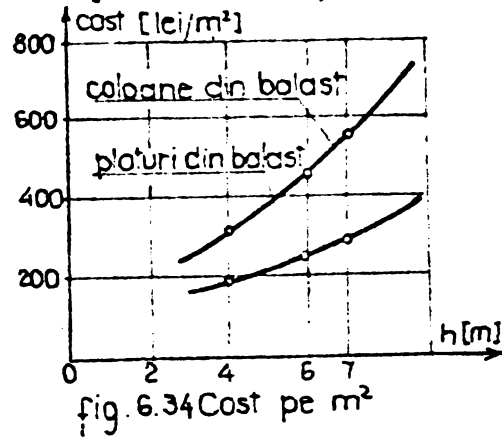
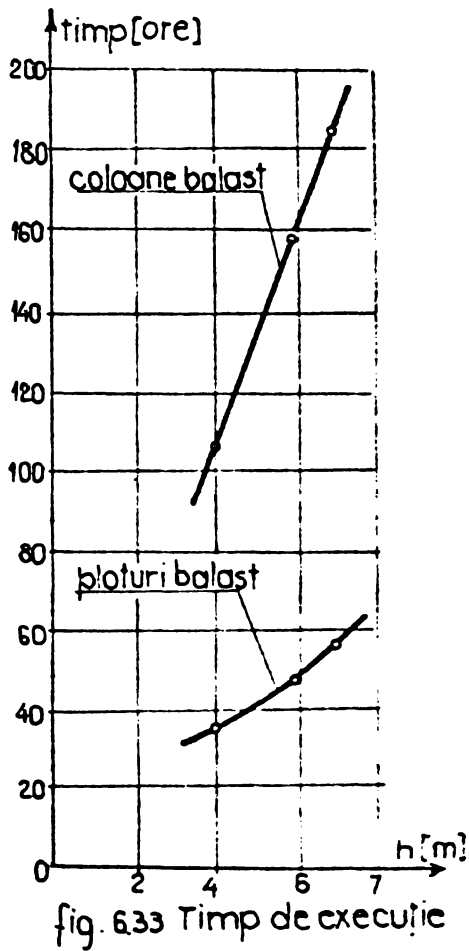
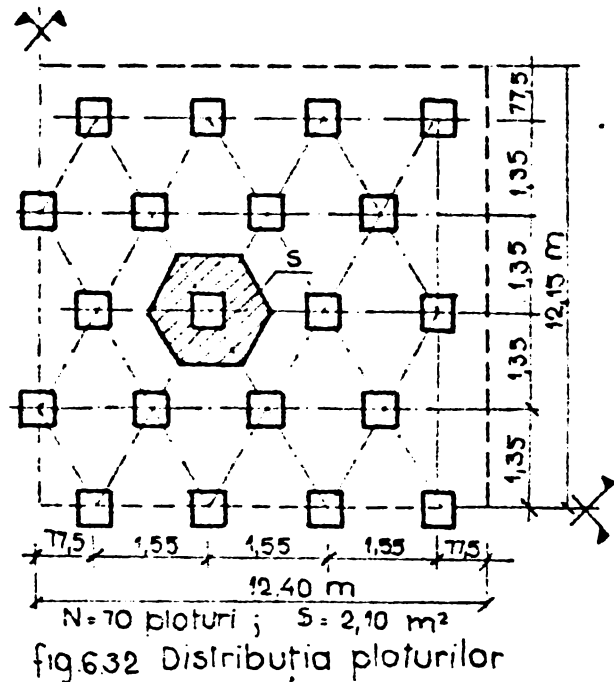
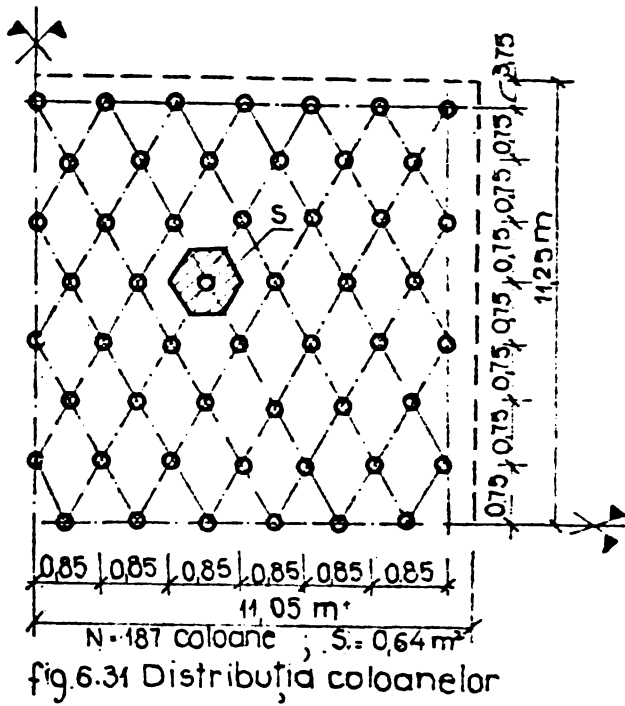
Fig.6.30 Distribuția ploturilor în cezul fundațiilor pe radier general.

În acest sens au fost gândite două tranșe experimentale, aproximativ cu aceeași suprafață: unul îmbunătățindu-se cu coloane din balast (fig 6.31), iar al doilea cu ploturi din balast executate cu

6.7 Aspecte economice comparative între coloane și ploturi din balast.

6.7.1 Studiu economic.

Pentru evidențierea indicilor economici dintre îmbunătățirea terenurilor slabe cu ploturi și coloane, ambele executate din balast, s-a plecat de la ideea tratării unei mase de nisip afinat, în vederea reducerii porozității inițiale  $n_1 = 41\%$ , la o porozitate finală  $n_f = 31\%$ , situație întâlnită la CET Timișoara.



SITUATIE COMPARATIVĂ INTRE COLOANE SI PLOTURI DIN BALAST

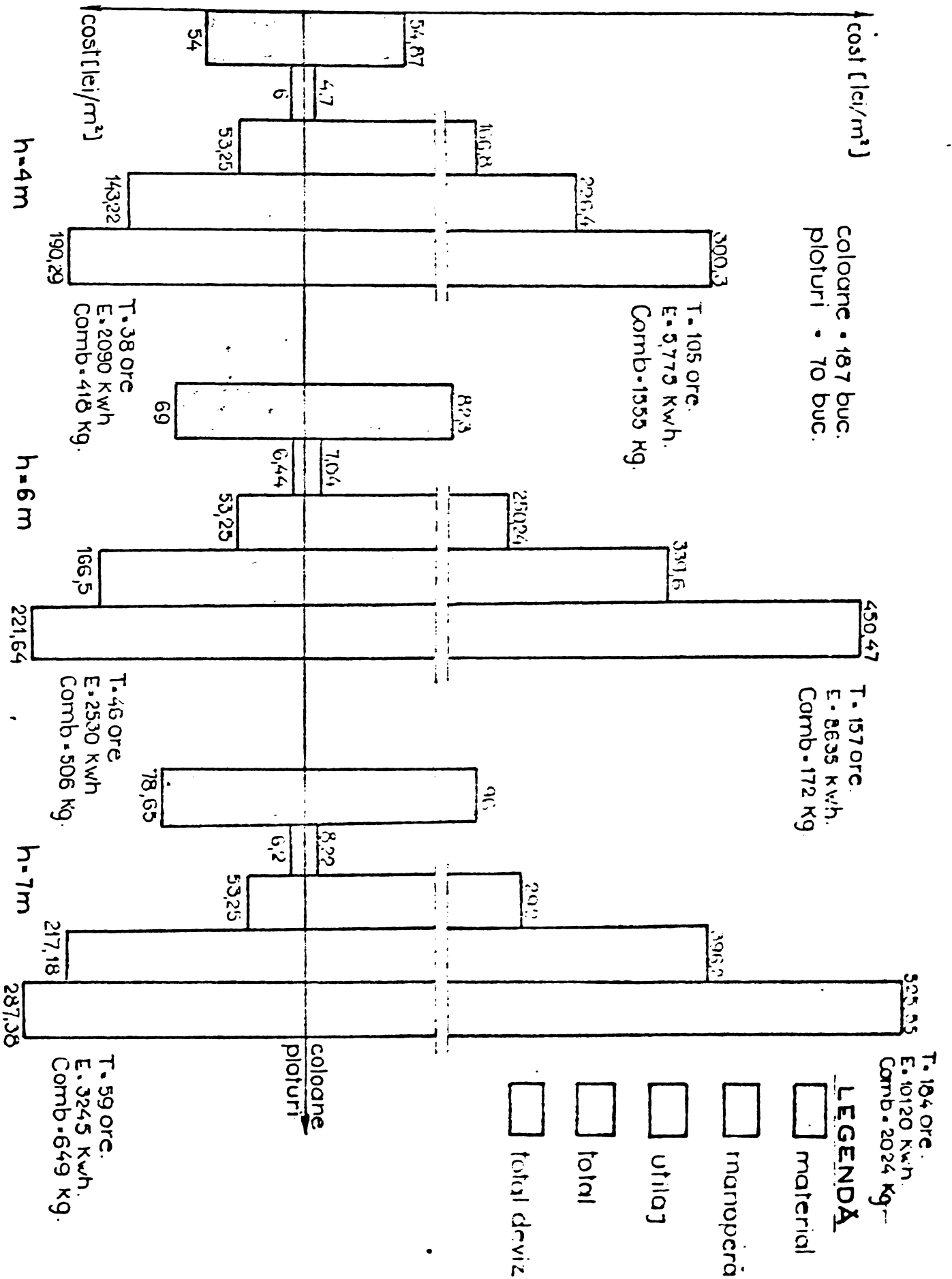


fig. 6.36 SITUAȚIE COMPARATIVĂ ÎNTRE COLOANE ȘI PLOTURI DIN BALAST

vibromaiul (fig.6.32). În ambele variante s-a folosit agregatul de vibropresare "AVP.1".

Distanța dintre coloane s-a calculat conform normativului C 29-77/238/ , cu relația:

$$l = dc \sqrt{\frac{l_{co} - n_f}{n_i - n_f}} \quad (6.20)$$

Pentru aflarea distanței între ploturi s-a folosit relația:

$$l = c \sqrt{\frac{v_m}{h_c} \cdot \frac{l_{co} - n_f}{n_i - n_f}} \quad (6.21)$$

Relațiile (6.20) și (6.21) au la bază același principiu (v.pct.6.5.4).

Amplasarea coloanelor și a ploturilor este prezentată în fig. 6.31 și respectiv fig.6.32. La întocmirea devizelor s-au luat în considerare și operațiile de nivelare, cilindrare și transportul balastului pe amplasament, cu roaba. Încheierea devizului s-a făcut conform metodologiei actuale.

Valorile obținute pentru materiale,manoperă,utilaj și total deviz, sînt prezentate grafic în fig.6.36. Tot în acest grafic mai sînt trecute valorile obținute pentru timpii realizați, cantitatea de energie, atît pentru coloane cît și pentru ploturi.

Pentru diverse adîncimi de îmbunătățire (4,6,7 m) s-au prezentat curbele de variație a timpului de execuție, costului pe metru pătrat și consumului de energie, comparativ între cele două tehnologii (fig.6.33, fig.6.34 și fig.6.35).

Aceste aspecte au fost confirmate în producție, unde pe amplasamentul din zona 1 Mai Craiova, s-a lucrat cu ambele tehnologii; în cazul coloanelor execuția a durat 4 săptămîni, iar în cazul folosirii ploturilor, un bloc cu aceleași dimensiuni se execută într-o săptămîni.

În final, analizînd datele prezentate mai sus, se poate spune că într-un an, un agregat de vibropresare AVP-1, poate îmbunătăți cu ploturi din balast o suprafață de cel puțin 2,5-3 ori mai mare decît în cazul îmbunătățirii cu coloane din balast, obținîndu-se în același timp o economie de combustibil de cca 11,0 tone (combustibil suficient pentru două agregate AVP-1 în timp de un an).

### 6.7.2 Concluzii

Conceperea noului echipament (trunchi de piramidă alungit) denumit vibromai, ce se atașează la agregatul de vibropresare AVP-1, dar mai ales la AVP-2 (cu parametri dubli față de AVP-1) a dus la crearea unei tehnologii de adaptare a terenului la construcție, soluție de mare eficiență tehnică și economică, care contribuie în același timp la mărirea gradului de industrializare a lucrărilor de fundații.

## 7 VALORIFICAREA CERCETARILOR INTREPRINSE

### 7.1 Realizarea de fundații total prefabricate pe teren natural

#### 7.1.1 Aspecte generale

În anul 1979, în Timișoara pe Calea Lipovei nr.108 a fost executat primul bloc cu fundații total prefabricate /112/, avînd la bază o serie de studii experimentale /110/. Soluția de prefabricare, brevetată în anul 1982 /107/, a fost elaborată de un colectiv mixt de la Catedra de Drumuri și Fundații și TCM din Timișoara. Infrastructura s-a realizat din elemente modulate pentru talpă (L, T și X) și din elevații plane (variante III, cap.5). Suprastructura blocului a fost în diafragme din panouri mari de tip fagure (proiect IPROTLM nr.21162), cu S+P+4E. Pe baza acestei soluții, în municipiul Timișoara, a fost executată și urmărită în timp comportarea primului bloc din țară cu infrastructura total prefabricată (tălpi și elevații).

#### 7.1.2 Condiții geotehnice

Blocul 108 este situat în municipiul Timișoara pe Calea Lipovei, zonă care se încadrează în cîmpia joasă Timiș-Bega, caracterizată printr-un relief calm și scurgere deficitară a apelor provenite din precipitații.

Complexul litologic dominant în zonă și amplasament este format din argilă prăfoasă cafenie de vîrstă recentă, normal consolidată, cu grosime de peste 20 m. Aceasta include două orizonturi nisipoase între adîncimile de 10-11 m și respectiv 13-14 m.

Pe amplasament stratificația este alcătuită din sol vegetal cu grosimi între 0,0-0,40 m, după care apare argilă cafenie negricioasă. Apa subterană prezintă oscilații cuprinse între 0,8-2,5 m, cu un conținut redus de sulfați (150-180 mg/l).

Principalele caracteristici geotehnice pentru argila prăfoasă (valori normate), determinate de probe recoltate de la adîncimi de 1,5-6,0 m, sînt prezentate în tabelul 7.1 /112/.

Tabelul 7.1

$I_p$	w	$I_c$	$\gamma$	n	e	$\sigma_r$	$\mu_{2-3}$	2
[%]	[%]	-	[KN/m <sup>3</sup> ]	[%]	-	-	[daN/cm <sup>3</sup> ]	[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

Parametri rezistenței la forfecare directă (u.u) obținuți pe baza unor prelucrări statistice (STAS 8316-77) sînt:



- valori normate pentru  $\phi = 16^\circ \div 18^\circ$ , pentru  $c = 4,2-5,5 \text{ N/cm}^2$ ;
- valori de calcul pentru  $\phi = 10^\circ \div 14^\circ$ , pentru  $c = 2,5-4,1 \text{ N/cm}^2$ .

Presiunea limită determinată din condiția limitării extinderii zonelor plastice sub talpa fundației, pe o adâncime de max.  $B/4$ , considerând  $B = 1,0 \text{ m}$  și  $D = 1,4 \text{ m}$ , a rezultat  $p_1 = 2,35 \text{ daN/cm}^2$ .

### 7.1.3 Etapele parcurse la realizarea infrastructurii prefabricate

S-au parcurs următoarele etape de realizare:

a. executarea unei săpături generale, mecanizat, pînă la cota superioară a tălpilor de fundație și după aceea realizarea manuală a săpăturilor pentru montarea tălpilor prefabricate;

b. așezarea unui strat de nisip bine compactat de cca 10 cm grosime în lungul axelor longitudinale și transversale ale construcției (fig. 7.1). Verificarea planeității s-a făcut prin măsurători topometrice;

c. montarea elementelor prefabricate pentru tălpi (de formă L, T, X) și monolitizarea acestora (fig. 7.2). Monolitizările s-au realizat

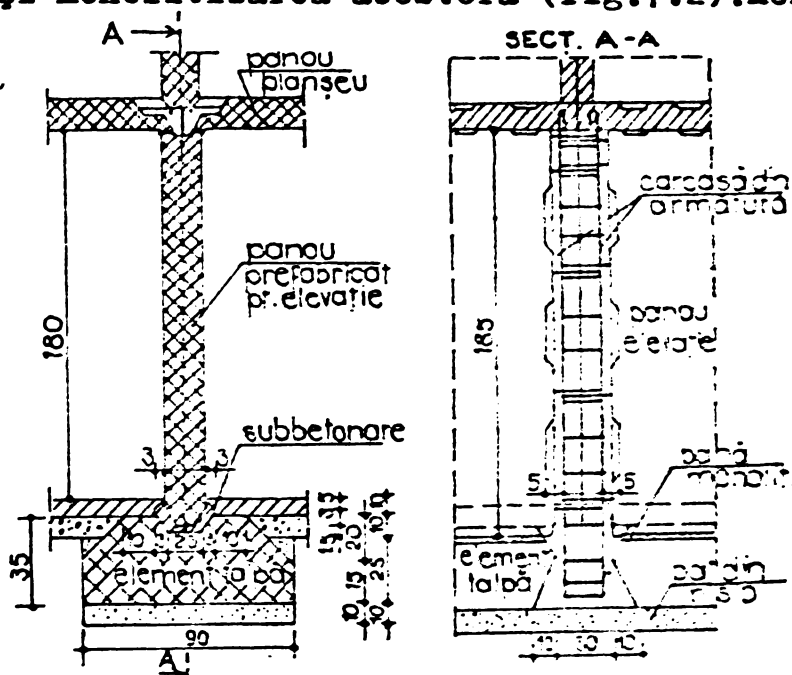


Fig. 7.1 Secțiune verticală prin infrastructură: a-alcătuire de principiu; b- secțiune prin îmbinarea verticală a prefabricatelor.

între axele construcției;

d. montarea elevațiilor din panouri plane prefabricate, așezate pe un mortar de poză M 100 (fig. 7.1a);

e. realizarea îmbinărilor verticale dintre elementele prefabricate (elemente de talpă și elevații) ce a constat din efectuarea sudurilor mustășilor din panouri, montarea carcasei

verticale (continuă pe toată infrastructura) și turnarea betonului (fig. 7.1b);

f. ultima etapă o constituie realizarea planșeului peste subsol din panouri mari prefabricate, identice 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 singur strat cu grosimea de 20 cm din beton greu de marcă B 200. Înălțimea a fost de 185 cm și lungimea variabilă, în funcție de poziția ocupată în structură. Marginile laterale și partea superioară au fost prevăzute cu

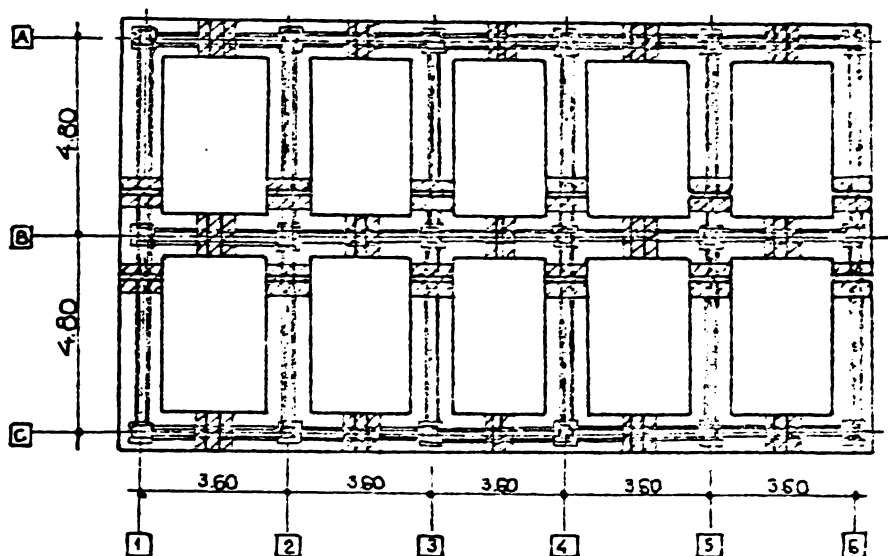


Fig.7.2 Planul de montaj al elementelor prefabricate pentru tălpi

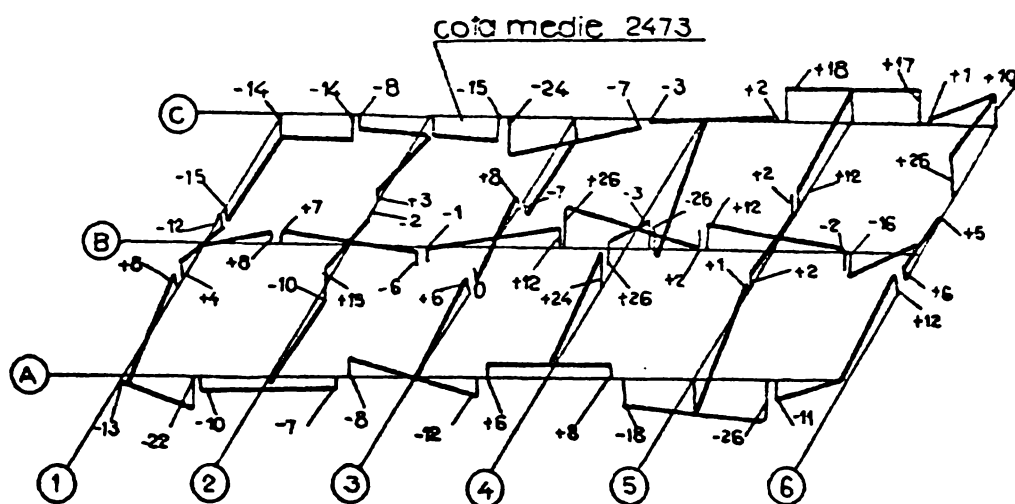


Fig.7.3 Erorile măsurate la montajul tălpilor prefabricate

deoarece patul de nisip pentru montaj a permis o reșezare a prefabricatelor. Corectarea erorilor de prefabricare și montaj s-a făcut și prin intermediul stratului de mortar proaspăt ce se pozează între elementele prefabricate ale tălpii și elevațiilor.

Conform planului din fig.7.4 construcția a fost echipată cu repere înglobați în panourile de elevație, fapt ce a permis efectuarea de măsurători topometrice.

În urma prelucrării citirilor pe repere s-au reprezentat diagramele cu evoluția tasărilor terenului de fundare în timp (fig.7.4). În urma acestor reprezentări se poate spune că tasările au avut o evoluție uniformă și că s-au desfășurat cu viteză mare în timpul execuției, consumându-se în această etapă cca 65%, fapt ce a fost în concordanță cu natura terenului și tehnologia de execuție a blocului (structură integral prefabricată, care a permis montarea într-un timp scurt). Evoluția ulterioară a fost lentă și a tins către amortizare.

alveole pentru preluarea eforturilor tangențiale din îmbinări.

#### 7.1.4 Măsurători efectuate

Elementele prefabricate (L, T, X și panouri plane) au fost confecționate în poligonul de prefabricate TCM din Timișoara, pe platforme obișnuite. Abaterile dimensionale au fost cu-

prinse între 5 + 10 mm. Montarea elementelor pentru tălpi s-a făcut în 4 ore. Abaterile maxime față de un plan de referință mediu, au variat între 2 + 26 mm (fig.7.3). Această situație nu a dus la montarea elementelor prefabricate pentru elevații,

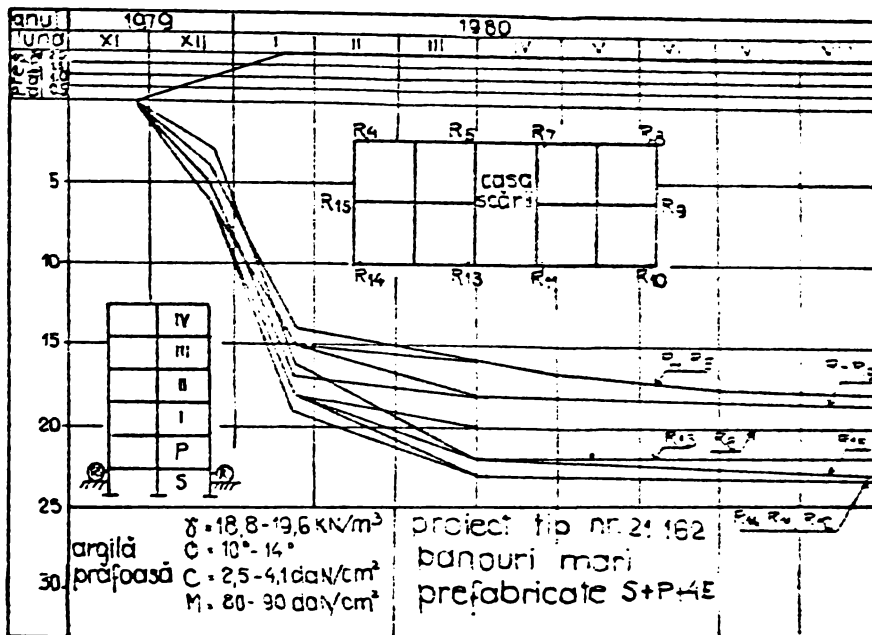


Fig.7.4 Evoluția tasării reperelor montate pe elevații

indicii comparativi între variantele de fundații monolite și prefabricate, pentru un tronson cu 20 apartamente, se constată consumuri de ma-

### 7.1.5 Eficiența tehnico-economică

a. Comparativ cu soluția monolită gradul de industrializare prin prefabricare a infrastructurii a ajuns la 92%.

b. Caracteristicile tehnico-economice obținute sînt prezentate în tabelul 7.2.

Din tabelul 7.2, în care sînt prezentați

Tabelul 7.2

Nr. crt.	Indicatori	U.M.	Variantă monolită	Variantă prefabricată	Diferențe [%]
1.	Oțel beton	kg/m <sup>2</sup>	2,82	3,86	+36,8
2.	Ciment	kg/m <sup>2</sup>	29,60	30,1	+ 1,7
3.	Lemn	m <sup>3</sup> /100m <sup>2</sup>	0,062	0,007	-88,57
4.	Manoperă	ore/m <sup>2</sup>	146,0	124,0	-17,74
5.	Durata de execuție	zile	21,0	8,0	-71,9
6.	Cost	lei/aprt	1760,0	1810,0	+ 2,84

teriale și cost apropiate. În cazul fundațiilor total prefabricate se remarcă reducerea duratei de execuție cu 71,9% (cea ce presupune creșterea productivității muncii cu 262,5%), a consumului de material lemnos cu 88,57% și a manoperei cu 17,74%.

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

### 7.1.6 Concluzii

Măsurătorile și observațiile efectuate asupra blocului, au pus în evidență o concurență corespunzătoare între elementele prefabricate ce au compus infrastructura și suprastructura (nu au apărut fisuri în zona îmbinărilor sau în elementele prefabricate).

Execuția și urmărirea comportării în timp (4 ani) a primului

bloc de locuințe realizat în țara noastră (Timișoara, 1979), cu fundații total prefabricate, a confirmat rezultatele cercetărilor experimentale și faptul că extinderea prefabricării și la nivelul infrastructurii creează condiții de siguranță sporite. În acest fel se obțin structuri integral prefabricate (fundații plus suprastructură), permițând realizarea construcțiilor de locuințe într-o singură tehnologie (montarea de elemente prefabricate).

Generalizarea soluției de prefabricare totală a fundațiilor va contribui în mod substanțial la reducerea decalajului tehnologic existent la infrastructură în raport cu suprastructura, cu implicații favorabile asupra productivității muncii, calității lucrărilor, prețului de cost etc.

Rezultatele bune obținute au determinat promovarea noii soluții de către TCM Timișbăra, I.C.M.J. Arad, I.C.M.J. Reșița etc, la un număr important de apartamente, în variantă total prefabricată (tălpi și elevații) sau în variantă parțial prefabricată (tălpi monolite și elevații prefabricate).

## 7.2 Realizarea fundațiilor total prefabricate pe teren îmbunătățit

### 7.2.1 Aspecte generale

Pentru realizarea a 120 apartamente, în anul 1981, în municipiul Timișoara (zona spitalului județean), constructorul TCMT a cerut înlocuirea soluției de fundare pe pernă din balast cu grosimea de 1,2-1,5 m (variantă ce necesită consum mare de balast, energie, cost ridicat etc) cu o soluție mai eficientă din punct de vedere tehnico-economic. În acest caz s-a gândit adaptarea terenului slab la construcție (mărirea capacității portante în vederea fundării directe). Pentru aceasta a fost concepută o tehnologie nouă de îmbunătățire (adaptare) a terenurilor slabe, cu vibromaiul, bazată pe vibrare în masa de teren slab cu adaos de material granular (balast, nisip, zgură etc).

Structura blocurilor a fost alcătuită din diafragme tip fagure, realizate din panouri mari, cu S+P+4E.

### 7.2.2 Condiții geotehnice

Stratificația din amplasament a fost alcătuită din umplutură neomogenă (provenită din excesul de pământ și resturi de materiale de la diverse construcții din zonă), cu grosimea cuprinsă între 1,0-1,5 m, urmată de nisip fin argilos saturat de 1,5-2,0 m grosime și nisip grosier argilos cu caracteristici fizico-mecanice bune (v. cap. 6, fig. 6.17).

### 7.2.3 Etapele parcurse la realizarea infrastructurii

În aceste condiții de adaptare a terenului la construcție și realizare a fundațiilor s-au parcurs mai multe etape:



a. executarea unei săpături generale pînă la cota - 2,45 m (cca 1 m de la suprafața terenului natural), rămînînd în suprafață un strat slab coeziv cu grosimea de 50 cm;

b. adaptarea terenului la construcție prin realizarea de ploturi din balast cu sîmbure din beton (conform tehnologiei prezentate la punctul 6.2.1);

c. așternerea și compactarea unui strat din balast de 10 cm grosime pe toată suprafața blocului;

d. montarea elementelor prefabricate de la infrastructură (tălpi și elevații);

e. executarea îmbinărilor (monolitizărilor) dintre elementele prefabricate;

f. realizarea planșeului peste subsol din elemente prefabricate (identice cu cele de la suprastructură).

Ploturile din balast cu sîmbure din beton s-au executat de-a lungul axelor construcției, pe un singur rînd (fig.7.5). Lungimea ploturilor a fost de peste 2 m și au ajuns pe terenul bun de fundare (fig.7.6).

Controlul calității terenului după adaptare (îmbunătățire) s-a făcut prin penetrări dinamice ușoare (v.pct.6.4.1), punîndu-se în evidență o compactare corespunzătoare. Fundațiile au fost calculate pentru  $p_{conv.} = 2,5 \text{ daN/cm}^2$ , valoare obținută pe baza rezultatelor de penetrare.

Pe terenul astfel îmbunătățit în Zona Spitalului județean, au fost realizate 5 blocuri de locuințe cu S+P+4E, cu fundații continue prefabricate. Unul din blocuri a avut 54 m lungime, fără

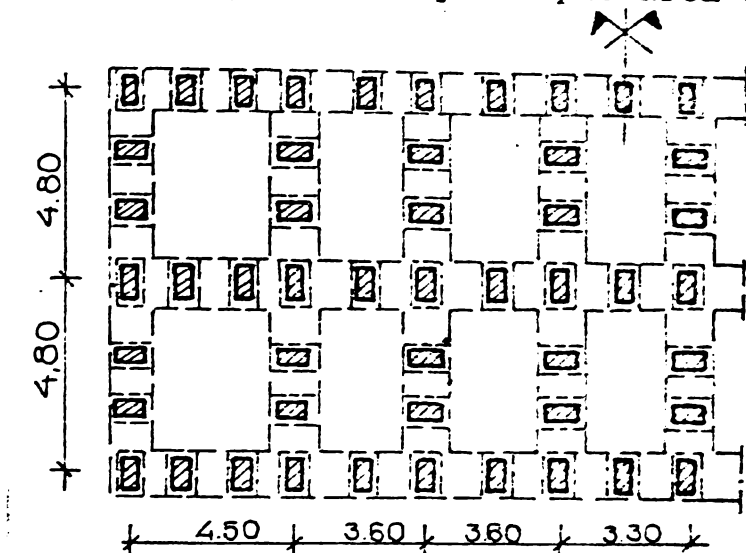


Fig.7.5 Planul cu poziționarea ploturilor: 1-ploturi din balast cu sîmbure din beton; 2-conturul fundațiilor.

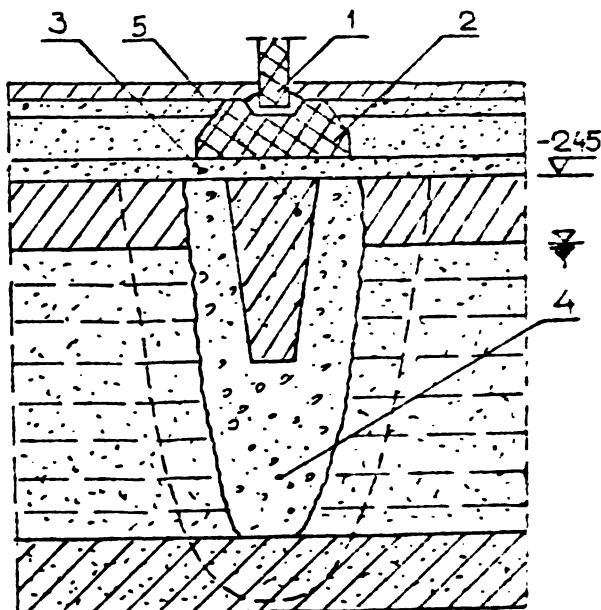


Fig.7.6 Secțiune verticală prin fundație: 1-elevație prefabricată; 2-pat din balast; 3-talpa fundației; 4-plot din balast; 5-sîmbure din beton.

Costuri de tasare-dilatate.

#### 7.2.4 Măsurători efectuate



Unul din blocurile realizate a fost echipat cu reperi de tasare fixați pe elevații, care s-au urmărit prin măsurători topometrice în timpul execuției și după aceea periodic. Prin prelucrarea citirilor de pe reperi s-au obținut curbele cu evoluția în timp a tasărilor (fig. 7.7). În urma acestor reprezentări se poate spune că tasările au avut o

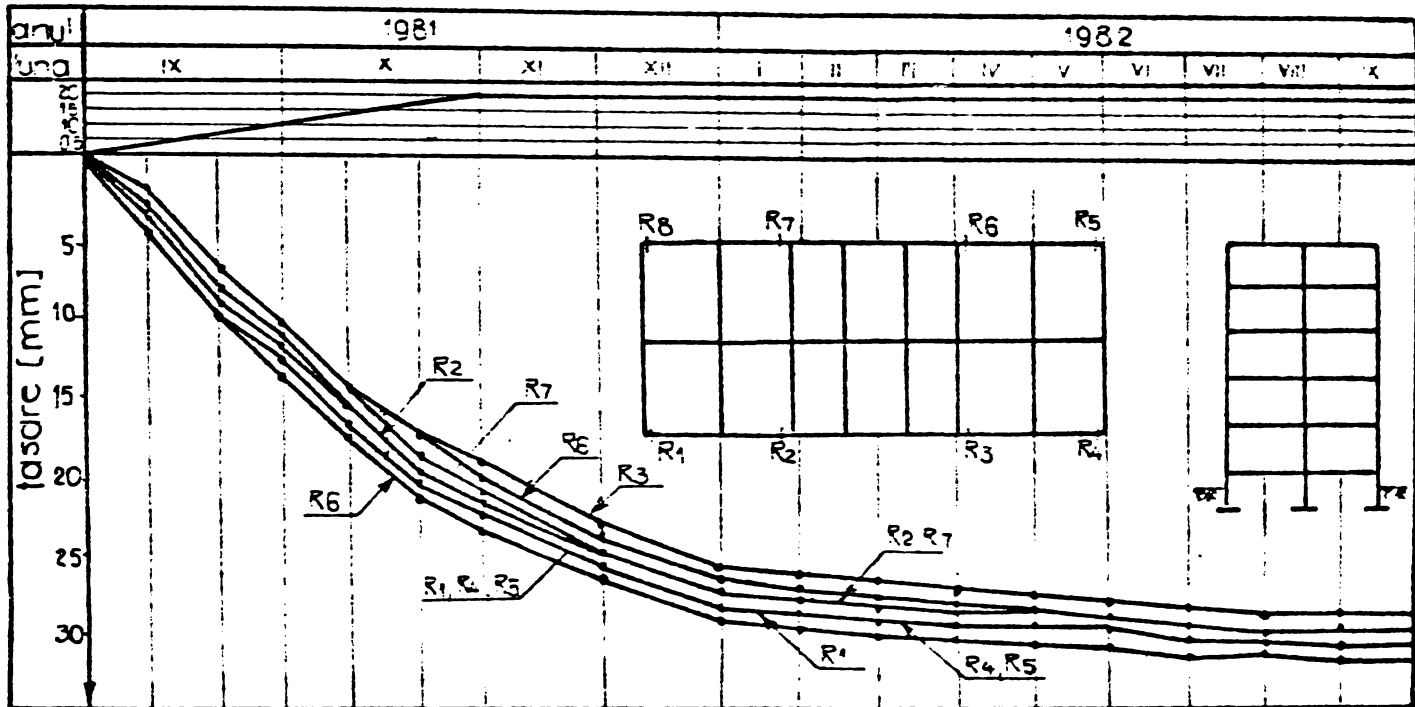


Fig. 7.7 Poziționarea reperilor și evoluția tasărilor

evoluție normală, desfășurându-se cu viteză mare în timpul execuției, în această etapă consumându-se peste 65%, evoluția ulterioară fiind lentă, tinzând către amortizare.

În urma observațiilor directe, se poate spune că în zona îmbinărilor sau în elemente prefabricate componente ale infrastructurii, nu au apărut fisuri sau deformații care să pună în pericol stabilitatea construcției, evidențiindu-se o conlucrare corespunzătoare între prefabricatele componente.

### 7.2.5 Eficiența tehnico-economică

În tabelul 7.3 sînt prezentați principalii indicatori tehnico-economici obținuți prin aplicarea noii soluții de fundare (teren îmbunătățit și fundații continue prefabricate), comparativ cu varianta veche (pernă din balast și fundații cu tălpi continue monolite și elevații prefabricate). Comparațiile sînt făcute pentru 120 apartamente (6 scări).

Analizînd datele din tabelul 7.3 se evidențiază eficiența economică a soluției pe ploturi din balast și fundații prefabricate, comparativ cu soluția pe pernă din balast și fundații parțial prefabricate (elevații prefabricate și tălpi monolite) care a condus la: reducerea volumului de săpătură și transport a pămîntului cu 55,4%; eliminarea completă a epuizamentelor; scăderea volumului de balast cu 64,1%;

Tabelul 7.3

Nr crt.	Indicatori	U.M	Soluție veche	Soluție nouă	Diferențe [%]
1.	Săpătură mecanică	100 mc	3318,0	1480,8	55,4
2.	Epuismente	mii lei	90,0	0,00	100,0
3.	Balast	mc	1837,2	660,0	64,1
4.	Timpul de realizare	zile	48,0	24,0	50,0
5.	Valoare infrastructură	mii lei	319,2	234,0	26,7

micșorarea timpului de execuție cu 50% și reducerea prețului de cost cu 26,7%.

### 7.2.6 Concluzii

Realizarea practică a adaptării terenului la construcție prin îmbunătățire cu vibromaiul, a scos în evidență simplitatea tehnologiei, productivitate ridicată (20-30 ploturi în 8-10 ore) și diminuarea prețului de cost cu 25-30% față de soluțiile de fundare pe pernă din balast.

Comportarea foarte bună a blocului urmărit, realizat cu fundații total prefabricate pe teren îmbunătățit cu vibromaiul (adaptat la construcție), unde tasările maxime după 1 an de zile nu au depășit 35 mm, evidențiază siguranța și viabilitatea, în parte și combinat, a celor două tehnologii noi, recomandându-le pentru generalizare și din acest punct de vedere.

## 7.3 Realizarea de fundații cu elevații prefabricate și tălpi monolite

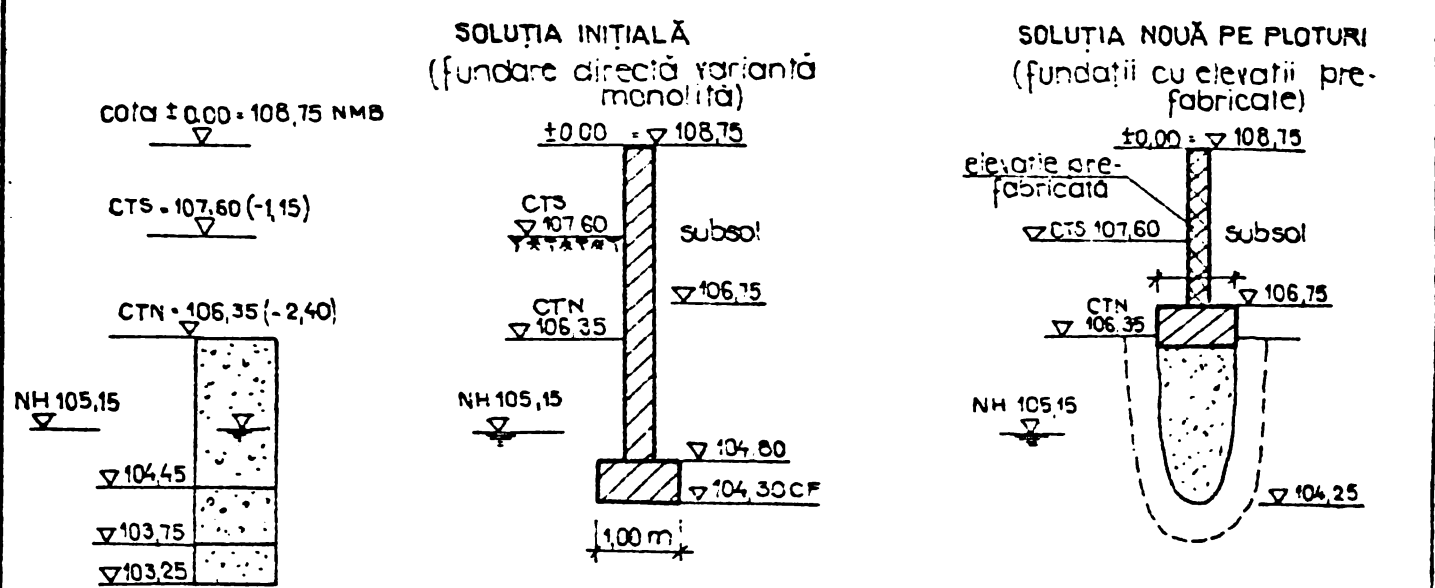
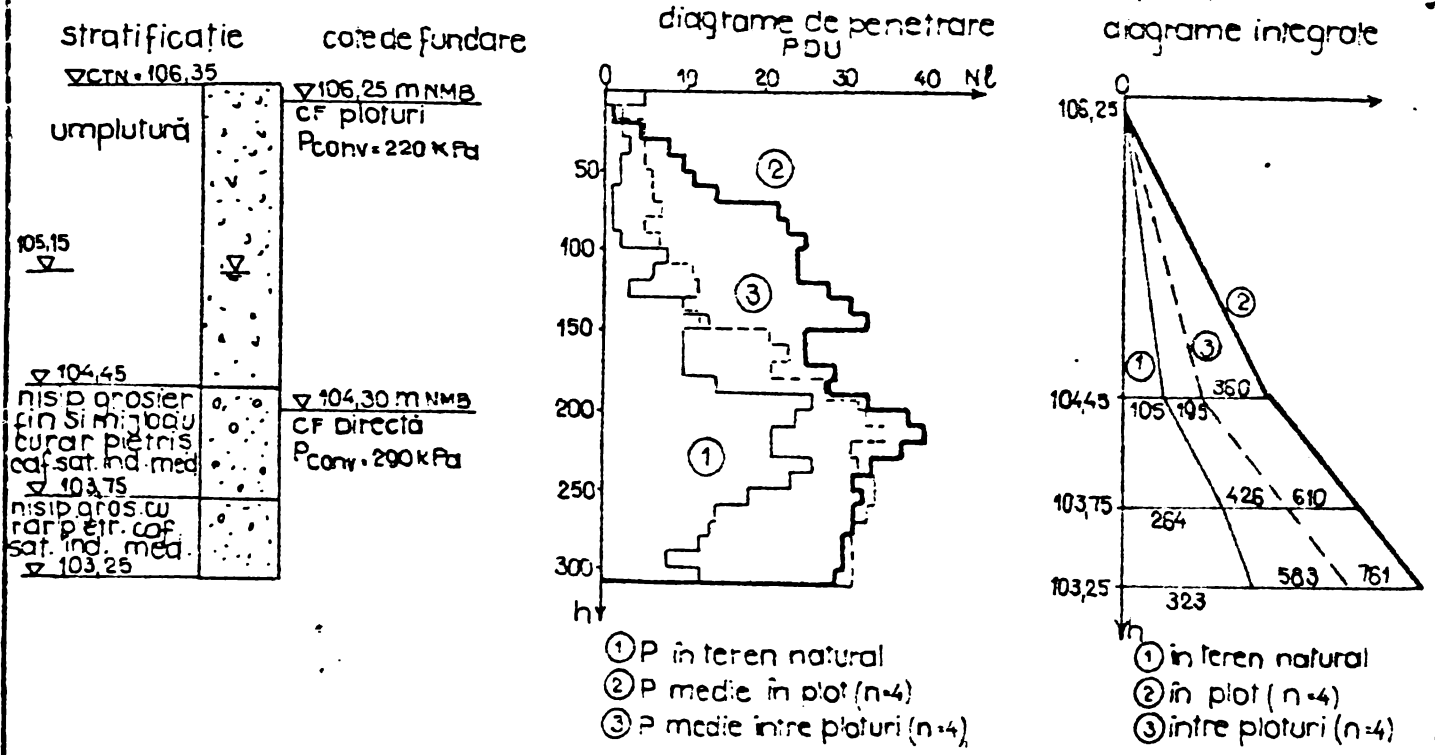
### 7.3.1 Aspecte generale

La solicitarea I-P-J. Arad au fost analizate, în comun, studiile geotehnice și soluțiile de fundare pentru blocurile de locuințe din cartierele Ocsko Terezia și Micălaca din Arad. În principiu s-a mers pe ridicarea cotelor de fundare, adaptarea terenului la construcție (prin realizarea de ploturi cu vibromaiul) și introducerea la clădirile de locuit cu structura în diafragme din panouri mari a fundațiilor cu elevații prefabricate și tălpi monolite.

În cartierul Ocsko Terezia din Arad s-a realizat în anul 1982 un număr de 41 blocuri de locuințe cu S+P+4E, totalizând un număr de 820 apartamente.

Varianta inițială a proiectului de execuție prevedea fundare directă pe stratul de nisip mijlociu, sistem de fundare executat sub nivelul apelor subterane. Volumul mare de lucrări (săpături, epuismente, sprijiniri) și consumul mare de beton, au impus adaptarea terenului la construcție prin realizarea de ploturi din balast executate cu vibro-

BLOC 24 scara A zona Ocșko Terezia Arad



tabel. 7.4

Indici economici p. tronsonul bloc 24, scara A, zona Ocșko Terezia (20 apart.)

indicatori	UM	soluție fundare directă	soluție ploturi	econom. %
săpături	mc	603	30	95
epuizmente	lei	14918	-	100
beton în fundații	mc	283 B250 cu ciment SR135	151 B100 coșnuit	47
ciment	to	84900	415	51
balast/beton, plot.)	mc	311	253	19
manoperă	lei	15526	6512	58
transport pământ	lei	12301	612	95
cost	lei	143900	48500	66
durata de execuție	zile	30	10	66

nr. ploturi	lung. plot	dimen. mai	utilizat	mater. folosit	durata pre/buc	anotimp	cost/buc	obs.
116	2,00 m	b. 80 x 60 cm p. 40 x 40 cm h. 1,80 m	VVP 5 20/11	balast din balastiera CFALA	0,30	vâră	126,5	-

Fig. 7.8 Fișa blocului 24 din cartierul Ocșko Terezia - Arad

maiul /129/. Pentru realizarea îmbunătățirii s-a folosit agregatul de vibropresare VVPS 20/11 de producție sovietică, echipat cu vibromai din beton armat sub formă de trunchi de piramidă alungit. La partea inferioară a avut forma de pătrat cu latura de 40 cm, la partea superioară formă dreptunghiulară cu dimensiunile de 60 x 80 cm (din considerente constructive ale utilajului), iar înălțimea a fost de 2 m.

### 7.3.2 Condiții geotehnice

Stratificația din amplasament a fost alcătuită din umplutură de argilă neconsolidată, nisip, moloz etc, având grosimi de 1,60-1,90 m urmată de nisip mijlociu cu rare elemente de pietriș, cu îndesare medie. Apa subterană a fost interceptată în stratul de nisip, nivelul ei fiind variabil (cca 2,30-2,50 m de la cota terenului). Din cartierul Oćsko Tezeia din Arad se prezintă fișa pentru blocul 24, care cuprinde stratificația, diagramele de penetrare, soluțiile de fundare (inițială și realizată) și tabelul cu indicii economici realizați (fig.7.8).

### 7.3.3 Etapetele parcurse la realizarea infrastructurii

În condițiile specifice ale amplasamentului (fig.7.8) s-au parcurs următoarele etape:

- a - nivelarea terenului (nu a mai fost necesară executarea de săpături generale deoarece cota terenului natural a fost mai joasă decât cota terenului sistematizat);
- b - adaptarea terenului la construcție prin realizarea ploturilor din balast sau nisip (pentru unele blocuri);
- c - executarea normală a săpăturilor pentru talpa fundațiilor continue;
- d - realizarea tălpilor fundațiilor continue din beton monolit (B 100);
- e - montarea elevațiilor prefabricate și a planșeului peste subsol;
- f - executarea monolitizărilor dintre elementele prefabricate;
- g - executarea umpluturilor din jurul blocului.

Ploturile din balast s-au amplasat în lungul axelor fundațiilor, la distanța de 1,2 m interax și au fost executate aplicând tehnologia prezentată în cap.6.

### 7.3.4 Măsurători efectuate

Îmbunătățirea caracteristicilor mecanice ale terenului de fundație s-a pus în evidență prin efectuarea de penetrări dinamice ușoare în teren natural, în ploturi și între ploturi. Pentru aceasta a fost utilizat penetrometrul dinamic ușor. Din analiza diagramele de penetrare și a diagramele integrale de penetrare reprezentate în fig.7.8, rezul-

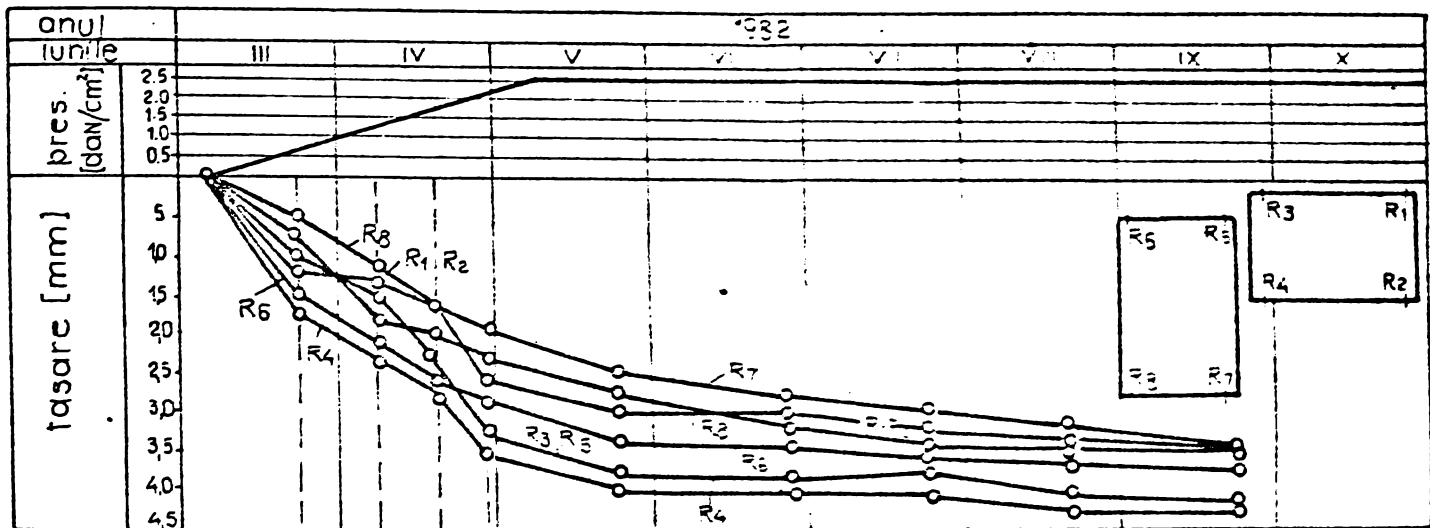


Fig.7.9 Evoluția tasărilor reperilor montați pe elevații

tă o bună compactare a terenului și a balastului din plot.

În timpul execuției și după darea în folosință au fost urmărite tasările la o serie de blocuri, prin intermediul reperilor fixați pe elevații (fig.7.9). Se observă că tasările maxime au fost în jur de 42 mm, iar tasările diferențiate în jur de 11 mm, valori mai mici față de cele admise de normativele în vigoare. Peste 65% din tasări s-au consumat în timpul execuției; se observă că după 5 luni tasările tind către amortizare, punând în evidență o comportare corespunzătoare și din acest punct de vedere.

### 7.3.5 Eficiența tehnico-economică

Aplicarea soluției de fundare directă la cca 3-4 m de la nivelul terenului, ar fi dus la volume însemnate de săpături, epuizante, betoane cu dozaje ridicate de ciment (datorită agresivității apei), durate mari de execuție și în final la costuri ridicate /35/.

Pe baza proiectelor întocmite de C.P.J. Arad cu asistența tehnică a Catedrei de Drumuri și Fundații din Timișoara s-a putut face comparația între soluția de fundare directă variantă monolită pe teren bun (3-4 m adâncime) și fundații cu elevații prefabricate pe teren îmbunătățit. De exemplu, pentru blocul 24 (20 apartamente) din cartierul Oásko Terezia din Arad, rezultă indicii prezentați în tabelul 7.4 (fig. 7.8).

### 7.3.6 Concluzii

În condițiile de amplasament menționate se poate spune că soluția de fundare cu tălpi monolite și elevații prefabricate pe teren adaptat la construcție cu ploturi din balast, constituie o variantă de mare eficiență tehnico-economică (v. tabelul 7.4), comparativ cu soluția de fundare directă la - 4 m de la cota ± 0,00.

Soluția aplicată răspunde atât sarcinilor de reducere a consumului de materiale (ciment, lemn etc), valorii investiției, cât și creșterii productivității muncii prin mecanizarea lucrărilor de pământ și



industrializarea fundațiilor prin prefabricare,

7.4 Intocmirea detaliilor de execuție pentru infrastructură total prefabricată la proiectul tip T 770, secțiunea P<sub>2a6</sub>

7.4.1 Indicatorii tehnico-economici

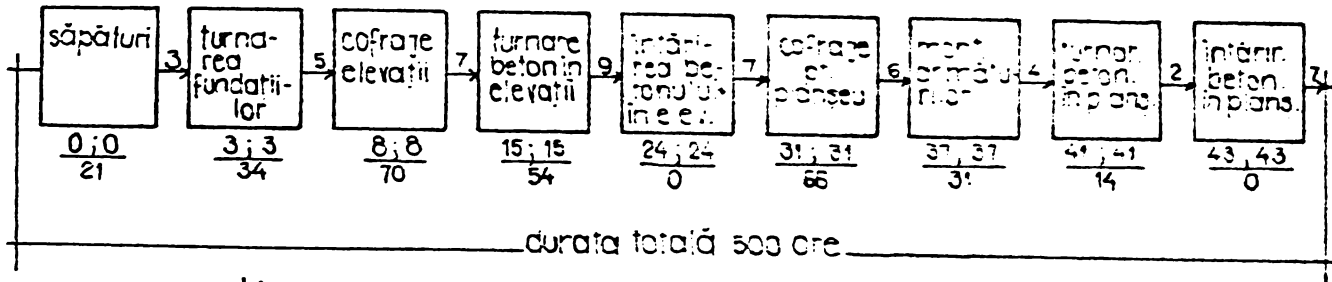
Centrul de Proiectare județean Arad, pe baza soluției elaborate de Catedra de Drumuri și Fundații din Timișoara, a întocmit detaliile de execuție pentru infrastructura total prefabricată din cadrul proiect-

Tabelul 7.5

Nr. crt.	Indici	U.M	Proiect T 770 P <sub>2a6</sub>		Diferențe [%]
			Fundații monolite	Fundații prefabricate	
1.	Beton (prefabricat + monolit)	mc	522,22	500,64	+4,31
2.	Beton prefabricat în structură	mc	394,00	394,00	0,0
3.	Beton prefabricat în elevații	mc	-	38,82	+100,0
4.	Beton prefabricat în tălpi	mc	-	30,2	+100,0
5.	Beton prefabricat total	mc	394,0	463,02	+17,51
6.	Gradul de prefabricare	%	75,0	92,0	17,0
7.	Oțel beton în pref. struct.	kg/mc	46,67	46,67	0,0
8.	Oțel beton în pref. elevații	kg/mc	+	25,27	+100,0
9.	Oțel beton în pref. tălpi	kg/mc	-	14,8	+100,0
10.	Oțel beton în pref. total	kg/mc	46,67	39,57	-17,94
11.	Manoperă pe șantier total	ore	16188	15851	-2,12
12.	Manoperă pe șantier fundații	ore	1931	1594	-21,14
13.	Cost	mii lei	1757,3	1808,83	+2,93
14.	Diferență preț limită	mii lei	286,1	234,57	+21,19

tului tip T 770 secțiunea P<sub>2a6</sub> /35/, material ce a fost înaintat la ICCPDC București pentru avizare, în vederea folosirii în județele Arad și Timiș. Indicatorii tehnico-economici realizați în proiect sînt prezentați în tabelul 7.5. În afară de cele prezentate în tabelul 7.5, dacă pentru cofrarea fundațiilor monolite se folosesc panouri din lemn (tego) se obține o reducere a consumului de material lemnos cu peste 85%.

## a) SOLUȚIA MONOLITĂ



## b) SOLUȚIA PREFABRICATĂ

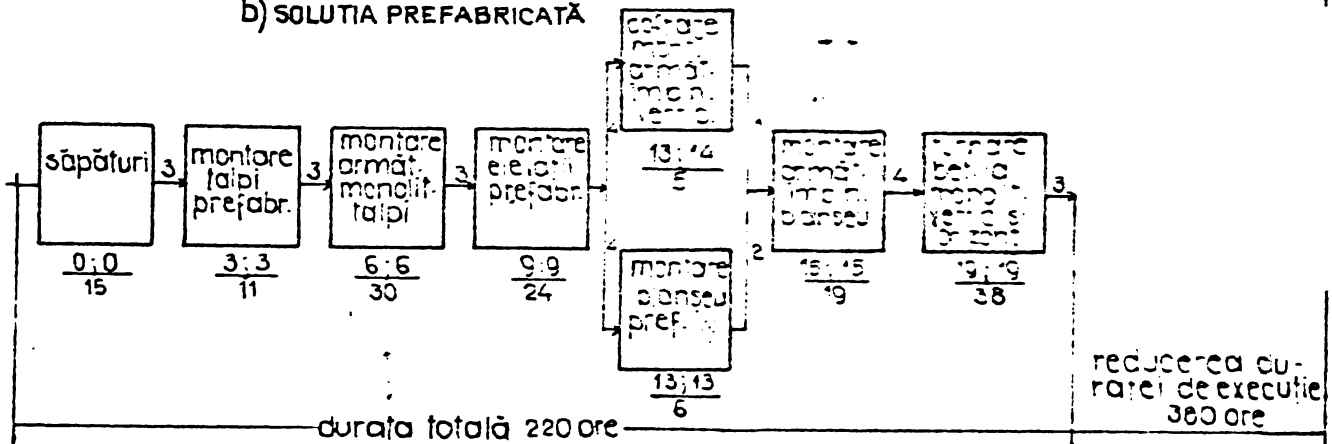


Fig.7.10 Analiză pe grafic rețea pentru un bloc cu 40 apartamente

Realizându-se analiza pe grafic rețea pentru varianta monolită și varianta prefabricată se obține reducerea duratei de execuție pe șantier cu 380 ore (38 de zile), aceasta însemnând o creștere a productivității muncii de 227,2%, pentru un bloc cu 40 apartamente (fig.7.10)

## 7.4.2 Concluzii

Documentația elaborată pentru detalii de execuție și experiența lucrărilor realizate arată că prefabricarea infrastructurii blocurilor de locuințe este o soluție avantajoasă în contextul ridicării productivității muncii pe șantiere, creșterii calității lucrărilor, reducerii consumului de manoperă și a scurtării duratei de execuție.

Depășirile existente la prețul de cost se datoresc politicii de prețuri. În ansamblu se poate afirma că prefabricarea fundațiilor va permite și reducerea prețului de cost, după cum acest lucru este evident la suprastructurile prefabricate.

Extinderea soluțiilor de prefabricare și la nivelul fundațiilor va contribui la reducerea decalajului existent în raport cu lucrările de la suprastructură, realizându-se în acest fel structuri integral prefabricate.

## 7.5 Realizări privind adaptarea terenului la construcție prin intermediul ploturilor executate cu vibrozaiul

Aplicarea conceptului de "adaptare a terenului la construcție" prin realizarea ploturilor executate cu vibrozaiul, în anul 1982, pe șantiere din Timișoara, Arad, Reșița, Motru, Constanța etc, pune în evidență eficiența economică ; realizarea a 4420 de ploturi a dus la economii

## PLOTURI REALIZATE IN 1982

tabel 7.6

nr. crt.	localitatea	obiecte	nr. plot.	lung. echip.	mater. adaus	durată / buc.	cost / buc.	cost. sol. veche [mii lei]	cost. sol. nouă [mii lei]	diferente	
										[mii lei]	%
1	Timișoara	bloc. de locuințe (120 ob.)	600	2,0	balast	0,3 ore	248,50	319,2	219,3	99,9	31,2
2	Timișoara	CET	600	2,5	nisip	0,39 ore	212,00	561,0	476,0	85,0	15,2
3	Arad	bloc. de locuințe (400 ob.)	2200	1,5-2,0	nisip	0,3 ore	186,50	2540,0	1385,0	1155,0	45,5
4	Reșița	Autoserv. corp. A+B	400	3,0	zgură	0,47 ore	167,30	875,0	448,2	426,8	48,8
5	Motru	CET	300	4,5	balast	0,52 ore	278,30	2045,0	1210,0	835,0	40,8
6	Constanța	cantină Chimpex	320	3,5	balast	1,2 ore	960,0	1979,0	795,0	1184,0	59,8
Total			4220	—	—	—	—	2319,2	633,5	3785,7	45,3

de 3785,7 mii lei, comparativ cu variantele de fundare directă sau alte sisteme (perne din balast, barete, coloane din balast etc). În tabelul 7.6 sînt prezentate localitățile unde au fost folosite ploturile din balast, economiile realizate comparativ cu soluțiile de fundare inițiale și o serie de date, privind caracteristicile vibromaiului și materialele folosite.

Pe baza rezultatelor obținute prin aplicarea în producție a noii tehnologii de îmbunătățire cu vibromaiul, în categorii diferite de terenuri slabe, se poate spune că se obțin importante reduceri la volumul de săpături și transportul pămîntului, creșterea productivității muncii, micșorarea consumului de materiale (balast, ciment, oțel etc), diminuarea consumului de energie și în final reducerea prețului de cost cu 15-60%, în funcție de natura terenului și materialele folosite pentru realizarea ploturilor.

#### 7.6 Normative elaborate sau completate

Rezultatele cercetărilor experimentale și aplicațiile efectuate au pus în evidență faptul că sînt create posibilitățile extinderii (generalizării) în țară a fundațiilor prefabricate, adaptarea terenului la construcție prin intermediul ploturilor vibropresate și perfecționarea metodelor de calcul privind interacțiunea statică construcție-teren. În acest scop au fost elaborate sau făcute propuneri pentru completarea următoarelor normative /152/, /154/, /155/:

"Instrucțiuni Tehnice privind proiectarea și execuția unor prefabricate de infrastructură la clădirile de locuit cu pereți portanți" poziția plan normative IV - 2/79. Material aprobat de ICCPDC București (nepublicat);

- În "Normativ privind consolidarea terenurilor de fundare slabe prin procedee mecanice" ce înlocuiește pe C 29-77 ,s-a introdus capitolul "Îmbunătățirea terenurilor slabe cu vibromaiul".Materialul se află în curs de apariție (1983):

- Completarea STAS-ului "Teren de fundare.Determinarea modului de deformare liniară prin încercări pe teren cu placa" (revizuire STAS 8942/3-75),cu punctul 5.4 care prevede determinarea modulului de deformare liniară la descărcare  $\bar{E}(\bar{E}_p)$ ,care s-a folosit în teză la formularea unui model de calcul nou (combinat) pentru terenul de fundare.Materialul a fost aprobat și este în curs de apariție (1983);

- Propunere la ICCPDC București pentru tipizarea "Detalii de execuție a infrastructurii total prefabricate pentru proiectul T 77o, în colaborare cu C.P.J.Arad".

## 8. SINTEZA SI CONCLUZII

Realizarea importantului program de construcții, cerut de dezvoltarea producției materiale, progresul tehnic și științific, exigențele vieții social-culturale, nu sînt posibile decît prin mărirea gradului de industrializare a construcțiilor.

Valoarea fundațiilor are o pondere importantă în costul total al construcțiilor, pornind de la 6-12% pentru clădirile de locuințe și social-culturale, 10-16% la clădirile industriale și depășind 50% la unele construcții portuare și lucrări de artă.

În cazul că se construiește pe terenuri dificile, cheltuielile suplimentare, față de condițiile normale, ating sporuri cuprinse între 10 - 50%.

Prin tematica abordată, lucrarea se înscrie pe linia cunoașterii comportării fundațiilor continue pentru clădirile de locuit cu pereți portanți, în vederea industrializării prin prefabricare, tipizării și perfecționării metodelor de calcul privind interacțiunea statică construcție-teren, determinînd astfel obținerea unor importante avantaje tehnico-economice.

Ca structură lucrarea de doctorat este împărțită în două mari secțiuni: A - "studiu bibliografic - sinteză documentară" și B - "Aspecte studiate și cercetate de autor".

În secțiunea A se prezintă stadiul problemei privind soluțiile de prefabricare a fundațiilor continue realizate în străinătate și în țară, și metodele de calcul pentru interacțiunea statică construcție-teren de fundare, în vederea unei dimensionări raționale a infrastructurii clădirilor cu pereți portanți.

Oprindu-ne la clădirile de locuit, care constituie obiectul lucrării de față, se constată o evidentă discordanță între gradul de industrializare al lucrărilor de suprastructură și cel de la infrastructură (fundații), unde se lucrează cu tehnologii clasice bazate pe turnarea betonului la fața locului, ce prezintă grad redus de industrializare și produce discontinuități tehnice și tehnologice în ansamblul sistemului de execuție.

Rezolvarea acestei probleme este indicată ca o necesitate pe plan mondial, astfel, la simpozionul de la Dresda din R.D.G. 1979 pe tema "Construcții eficiente și tehnologii dezvoltate în domeniul construcțiilor de locuințe din elemente prefabricate", s-a precizat că "una din căile de dezvoltare în viitor a clădirilor din panouri mari și a creșterii eficienței lucrărilor de șantier, este extinderea prefabricării



și la infrastructură"/52/.

Folosirea fundațiilor continue prefabricate conduce la următoarele: reducerea duratei de execuție a construcțiilor; sporirea productivității muncii; creșterea calității lucrărilor (a siguranței construcțiilor); reducerea consumului de manoperă; eliminarea unui volum important de săpături și transport pământ; asigurarea execuției în orice anotimp; economie de materiale energointensive (ciment, oțel și cofraje); crează noi posibilități de tipizare și modulară a infrastructurii construcțiilor; în final, generalizarea soluțiilor de prefabricare a fundațiilor, va permite și reducerea prețului de cost, după cum astăzi apare evident la suprastructurile prefabricate.

Analizând sistemele constructive pentru realizarea fundațiilor continue prefabricate în țara noastră și în străinătate până în momentul de față, rezultă că o diversitate mare și o utilizare de masă a infrastructurilor prefabricate, există numai în U.R.S.S./34/,/35/.

În ce privește analiza diverselor metode de calcul, privind interacțiunea statică construcție-teren de fundare, în vederea dimensionării corespunzătoare a infrastructurii clădirilor cu pereți portanți, s-au desprins următoarele:

- construcțiile cu pereți portanți (clădiri din panouri mari, zidărie portantă, elemente spațiale etc), în vederea determinării presiunii de contact, pot fi asimilate cu grinzi de rigiditate echivalentă solicitate la încărcări uniforme distribuite /27/,/44/,/98/,/99/, așezate pe mediu elastic;

- calculul deplasărilor grinzilor echivalente se poate face cu suficientă exactitate folosind metodele rezistenței materialelor cu luarea în considerare a momentului și a forței tăietoare, întrucât raportul dintre lungime și înălțime este în general mic /44/,/77/,/98/;

- alegerea modelului de calcul pentru terenul de fundare prezintă o importanță deosebită în distribuția presiunilor de contact construcție-teren /44/,/99/;

- ca metodă de calcul se poate folosi cu exactitate foarte bună procedeul sistemelor static nedeterminate (Onde-Jemocikin).

În secțiunea B - "Aspecte studiate și cercetate de autor", sînt cuprinse elementele de calcul și soluțiile constructive pentru fundațiile prefabricate.

În ce privește calculul presiunilor de contact al momentelor și forțelor tăietoare, în vederea dimensionării fundațiilor s-a elaborat un algoritm de calcul avînd la bază metoda Onde-Jemocikin (discretizarea contactului construcție-teren). Pentru terenul de fundare s-a formulat un model de calcul combinat (Boussinesq-Winkler), bazat pe determinarea modului de deformație liniară la descărcare  $\bar{\sigma}$  (revenire e-

lastică) de la încercarea pe placă (introdus la propunerea autorului, la punctul 5.4, în STAS 8942/3-83, aflat în curs de apariție). În vederea determinării rigidității diafragmelor construcției, s-au dedus două relații de calcul prin asimilarea acestora cu grinzi compuse. Analiza comparativă a relațiilor de calcul deduse în lucrare (4.27), (4.43) cu relația de calcul dată de literatura de specialitate (3.45), a pus în evidență următoarele:

- rigiditățile echivalente ale diafragmelor determinate cu relațiile (4.27) și (4.43), deduse în teză, sînt mai mici decît cele obținute cu relația (3.45) a lui P.P. Saghin /141/, des folosită în proiectare, dar în același timp criticată de specialiști pentru faptul că dă valori prea mari. Valorile mai mici obținute cu relațiile (4.27) și (4.43), se explică și prin faptul că se ia în considerare fisurarea diafragmelor în zona buiandrugilor /48/, /75/, prin introducerea raportului  $\mu = E/E_r$ , aceasta permițînd o apropiere mai mare de realitate (evidențierea problemei de interacțiune statică construcție-teren de fundare).

Programul de calcul automat PRMOFA (presiuni, momente, forțe tăietoare), întocmit în baza algoritmului de calcul menționat, a permis studierea influenței diverselor modele pentru teren (Boussinesq, Winkler și modelul combinat) asupra distribuției presiunilor reactive, deformațiilor, diagramelor de momente și forțe tăietoare.

În urma acestui studiu, așa cum era de așteptat, rezultă că prin folosirea modelului de calcul combinat (cu deformații locale și generale), valorile presiunii reactive (de contact) se micșorează către extremități. Aceasta face ca momentele încovoietoare și forțele tăietoare din construcție (fundatii) să fie mai mici decît în cazul modelului Boussinesq. Toate acestea conduc în final la o dimensionare mai economică, mai aproape de realitate.

În scopul eliminării dezavantajelor soluțiilor de fundare utilizate curent în țara noastră (bazate pe turnarea betonului monolit), au fost concepute 3 variante de prefabricare totală a fundațiilor continue pentru blocurile de locuințe cu J+P+4L, brevetate la OSIM București cu nr. 80382 din 1982 /107/. Noile soluții de fundații continue prefabricate sînt alcătuite din tălpi sun formă de L, T, X și din elevații plane (panouri mari) sau elemente spațiale cu patru pereți înclinați (tub), confecționate din beton armat. Acest mod de realizare a permis decalarea îmbinărilor (șeserea acestora), conferind ansamblului infrastructurii rigiditate mare, siguranță în exploatare și execuție simplă. Elementele pentru talpă au forme noi (care nu au mai fost folosite pînă în prezent), L, T și X. Acestea sînt prevăzute la intersecția axelor cu goluri evazate (trunchi de piramidă cu baza mare jos), necesare realizării îmbinărilor cu elevațiile. Stîlpișorii de monolitizare dintre elevații și

talpă sînt armați cu carcasa continuă pe toată înălțimea infrastructurii, fapt ce simplifică execuția și mărește rigiditatea infrastructurii. În variantele I și II se folosesc pentru prima dată elevații din module spațiale cu pereți închiși (sub formă de tub).

Proiectarea și verificarea elementelor prefabricate pentru fundații a fost făcută conform normativului P 101-76, P 10-77, relației lui Pommerete și prin aplicarea metodei fișiiilor finite /131/.

Verificarea rezultatelor obținute pe baza calculelor teoretice s-a făcut prin încercări experimentale pe modele de laborator executate în scara 1:2, testate în laboratoarele Catedrei de Drumuri și Fundații și pe elemente în scara 1:1 (folosite de TCAE la realizarea blocurilor de locuințe), încercări efectuate în laboratoarele Catedrei de Beton armat și clădiri din Timișoara.

Programul experimental a cuprins un număr de 7 tipuri de modele în scara 1:2, concepute în ideea determinării rezistenței îmbinărilor dintre elementele prefabricate (elevații și tălpi), care constituie punctele delicate din structură. Modelele experimentale au fost executate în scara 1:2, aplicată dimensiunilor soluției proiectate și cu păstrarea corespunzătoare a procentului de armare. Grupul de modele 1, 2, 3 a fost conceput pentru testarea capacității portante la forfecare a îmbinărilor de la panourile de elevație (îmbinarea a două, trei și patru panouri). Alcătuirea modelelor 4 și 5 s-a făcut cu scopul de a pune în evidență comportarea diferită dintre panourile monolite și panourile îmbinate (testarea îmbinării verticale) supuse la încovoiere cu forță tăietoare. Modelele 6 și 7 au fost realizate pentru a testa comportarea îmbinării dintre talpă și elevație.

Turnarea plăcilor pentru confecționarea modelelor s-a făcut din beton de marcă B 200 armat cu OB 37 și sîrmă STAS 889-6c. Monolitizarea îmbinărilor s-a efectuat cu beton B 250. Încercarea modelelor în stand s-a făcut după 30-40 zile de la turnarea monolitizărilor.

Încercările au fost aplicate în trei cicluri de încărcare-descărcare. Ca principiu, la primul ciclu de încărcare s-a mers pînă la valoarea încărcării normale, calculate. La ciclul al doilea de încărcare s-a mers pînă la valoarea încărcării de calcul, iar în ciclul al treilea s-a mers pînă la ruperea modelelor prin colaps.

Pentru măsurători s-au folosit manometre în cazul forțelor, microcomparatoare și fleximetre pentru deplasări și săgeți, și timbre tensometrice rezistive pentru măsurarea deformațiilor betonului și armăturilor. S-a mai urmărit procesul de dezvoltare și apariție al fisurilor, folosindu-se pentru aceasta o lupă cu precizia de 0,01 mm.

Din analiza comparativă a rezultatelor teoretice și a celor experimentale s-au desprins următoarele:

- sub încărcări normate și de calcul modelele au avut o comportare rigid elastică, pentru toate ciclurile de încărcare până în jurul valorii de  $1,4 P^n$ ;

- aparitia primelor fisuri în panourile de elevație ci nu în îmbinări, precum și valcarea deschiderii fisurilor în momentul ruperii ( $1,4 + 1,6 m$ ) dovedesc că soluția de prefabricare studiată prezintă o rigiditate mare, îmbinările concepute asigurând continuitatea necesară. Colapsul a apărut la un raport al deformațiilor  $\epsilon_{colaps} / \epsilon_f = 3$ , valoare ce denotă o siguranță corespunzătoare. Rigiditatea infrastructurii, în varianta studiată, satisface condițiile impuse de concepția actuală de proiectare a fundațiilor pentru blocurile de locuințe de S+P+4D, amplasate în zone seismice de gradul 6,7 și 8 ms;

- valorile capacității portante determinate experimental au rezultat mai mari cu 25-27% decât cele calculate teoretic, conform normativului P 101-78 - "Instrucțiuni tehnice privind proiectarea clădirilor de locuit cu structura de rezistență din panouri mari" ceea ce înseamnă că poate fi folosit și pentru verificarea (calculul) elementelor prefabricate de la infrastructură.

In scara 1:1 au fost încercate două elemente  $TE_1$  și  $TE_2$  (tălpi și elevații de mărime naturală), supuse la:

- încovoiere pentru elementul  $TE_1$ ;
- tăiere în zona monolitizării elevației pentru elementul  $TE_2$ ;

Echiparea pentru măsurători a elementelor  $TE_1$  și  $TE_2$  s-a făcut cu aceeași aparatură ca și în cazul modelelor încercate în scara 1:2.

Procesul de rupere a celor două elemente  $TE_1$  și  $TE_2$  a cuprins aproape aceleași faze, anume:

- apariția unei fisuri în monolitizarea dintre elementele prefabricate ale tălpii;
- deschiderea progresivă a fisurii și pătrunderea ei în elevație;
- apariția unor fisuri în stâlpișorul de monolitizare al elevațiilor;
- ruperea armăturilor plasei din monolitizarea tălpiilor și apoi a plasei din elevație;
- zdrobirea betonului din zona comprimată.

Atât elementul  $TE_1$  cât și elementul  $TE_2$ , alcătuite din prefabricate pentru talpă și elevații, asamblate prin monolitizare, solicitate la încovoiere, respectiv la forțe tăietoare, s-au rupt la încovoiere și nu la forțe tăietoare sau lunecarea îmbinărilor verticale. Momentele de rupere experimentale fiind mai mari cu peste 50% față de cele calculate teoretic.

Acest mod de rupere a dus la concluzia că fundațiile clădirilor de locuit cu S+P+4D în variantă prefabricată (panouri de elevație și



tălpi:L,T,K), formează o infrastructură rigidă, îmbinările concepute asigurând continuitatea necesară.

Referitor la cele două categorii de încercări (efectuate în scară 1:2 și 1:1), ca o concluzie finală, se poate spune că soluția de prefabricare a fundațiilor continue studiată (palcuri de elevație și tălpi:L,T,K), formează o infrastructură rigidă, capabilă să răspundă diverselor tipuri de solicitări, fapt confirmat și de comportarea foarte bună a blocurilor realizate.

Industrializarea fundațiilor întâmpină dificultăți suplimentare față de suprastructură, întrucât apar condiții specifice noi, legate de proprietățile fizico-mecanice ale terenului de fundare, prezența apei freatică, diversitate fundațiilor și a încărcărilor etc, care îngreuează stabilirea unui număr restrâns de tipodimensiuni.

Prefabricarea fundațiilor continue nu poate fi rezolvată în mod eficient, decât acționând concomitent asupra concepției de alcătuire a fundațiilor și asupra terenului de fundare prin mărirea capacității portante în vederea "adaptării terenului la construcție", concept nou de proiectare, ce crează posibilități suplimentare de modulară, tipizare și industrializare a infrastructurii construcțiilor. În aceste condiții se pot tipiza elementele fundațiilor continue (tălpi și elevații), calculate pentru presiuni ale terenului de cca  $3 \text{ daN/cm}^2$ , urmând ca în cazul terenurilor cu capacitate portantă mai mică să se adapteze terenul la construcție. În această direcție s-a realizat o tehnologie nouă de adaptare a terenurilor slabe și medii ( $E = 30 + 300 \text{ daN/cm}^2$ ) la construcție, care constă în introducerea în teren a unui echipament sub formă unui trunchi de piramidă alungit, acționat de un generator de vibrații întreținute combinate cu vibropresare, ce realizează îndesarea pământului, iar în completare se adaugă balast, nisip, zgură etc, formându-se ploturi cu diametre de peste 1 m. Tehnologia a fost brevetată la OSIM București cu nr. 21746/1983 / 11/.

În urma unui volan important de cercetări de laborator și teren a rezultat că forma ploturilor executate cu vibromaiul este ușor tronconică cu baza mare în sus.

Zonle de influență ale vibromaiului sînt în funcție de natura terenului, fiind cuprinse între 3+4 m. în suprafață și 2-4 m. în adîncime, măsurat de la vârful vibromaiului (în care:  $D_m$  reprezintă diametrul mediu echivalent al vibromaiului). Limitile inferioare se referă la pământurile coezive, iar limitele superioare la pământurile necoezive.

Prelucrarea unui număr mare de diagrame de penetrare dinamice cu con din laborator și de pe teren (peste 100) a dus în evidență că se obține un grad de omogenizare bun al terenului îmbunătățit (dife-



rența procentuală a diagramei integrale din plot și terenul natural fiind sub 25%).

În cazul fundațiilor continue, adaptarea terenului la construcție se face de-a lungul axelor longitudinale și transversale ale fundațiilor, după ce s-a executat săpătura generală. În felul acesta mărindu-se capacitatea portantă a terenului (ne mai fiind necesară modificarea dimensiunilor fundațiilor prefabricate.

Studiile de laborator, teren și aplicarea pe mai multe amplasamente, au pus în evidență faptul, că adaptarea terenului la construcție cu ajutorul ploturilor executate cu vibromaiul (vibrocompresare în masă cu adaos de material), reprezintă o soluție simplă, de mare eficiență tehnică și economică, care contribuie în același timp la mărirea gradului de industrializare a lucrărilor de fundații.

Valorificarea unor părți din teză s-a făcut în paralel cu finalizarea cercetărilor, în mai multe localități din țară (Timișoara, Arad, Reșița, Motru, Constranța etc).

Execuția și urmărirea comportării în timp (4 ani), a primului bloc de locuințe realizat în țara noastră (Timișoara, 1979) cu fundații total prefabricate, a confirmat rezultatele cercetărilor experimentale și faptul că extinderea prefabricării și la nivelul infrastructurii permite obținerea de structuri integrale prefabricate (realizarea construcțiilor într-o singură tehnologie). Măsurătorile și observațiile efectuate asupra blocului, au pus în evidență o concurență corespunzătoare între elementele prefabricate ce au compus infrastructura și suprastructura (nu au apărut fisuri în zona îmbinărilor sau în elementele prefabricate).

Realizarea practică a adaptării terenului la construcție prin execuția de ploturi cu vibromaiul, a scos în evidență eleganța și simplitatea tehnologiei, productivitatea ridicată, (20-30 ploturi în 8-10 ore) și diminuarea prețului de cost cu 25-30%, față de soluțiile de fundare pe pernă din balast și fundare directă la 3-4 m adâncime.

Comportarea foarte bună a blocurilor realizate cu fundații totale prefabricate (Timișoara, 120 ap) și cu elevații prefabricate și tălpi monolite (Arad 400 ap) pe teren adaptat la construcție cu ploturi din balast, unde tasările maxime au fost sub 4 cm, iar cele diferențiate sub 1 cm, evidențiază siguranța și viabilitatea, în parte și separat a celor două soluții.

Documentația elaborată în colaborare cu S.P.C. Arad pentru detaliile de execuție și experiența lucrărilor realizate, arată că prefabricarea infrastructurii blocurilor de locuințe este o soluție avântă, însă în contextul ridicării productivității muncii pe șantiere, creșterea calității lucrărilor, reducerea consumului de manoperă etc.

Extinderea soluțiilor de prefabricare și la nivelul fundațiilor blocurilor de locuințe, va contribui la reducerea decalajului existent în raport cu lucrările de la suprastructură, realizându-se în acest fel structuri integral prefabricate.

Economiile obținute în anul 1982, prin valorificarea soluțiilor de prefabricare a fundațiilor continue și adaptarea terenului la construcție cu vibromaiul se cifrează la peste 3,7 milioane lei.

✱

✱ ✱

Sintetic, lucrarea conține următoarele contribuții:

1. Sistematizarea și sintetizarea datelor din literatura de specialitate privind soluțiile de prefabricare a fundațiilor continue și a metodelor de calcul ce consideră interacțiunea statică construcție-teren, în cazul clădirilor cu pereți portanți;

2. Formularea pentru terenul de fundare a unui model de calcul combinat (Boussinesq-Winkler), bazat pe determinarea modului de deformație liniară la descărcare  $\bar{E}$  (revenire elastică) de la încercarea pe placă (introdus la propunerea autorului, la punctul 5.4, în STAS 8342 /3-83);

3. Deducerea a două relații pentru calculul rigidității echivalente a diafragmelor construcțiilor, prin asimilarea acestora cu grinzi compuse;

4. Elaborarea unui algoritmu de calcul pentru interacțiunea statică construcție-teren, bazat pe metoda Cade-Jemcikin, care folosește pentru terenul de fundare modelul Boussinesq, Winkler și modelul combinat formulat de autor;

5. Elaborarea programului de calcul PREMOTA (presiuni, momente, forțe tăietoare), în colaborare cu Catedra de Construcții metalice, pe baza algoritmului întocmit de autor;

6. Efectuarea studiilor pe calculator privind problema de interacțiune statică pentru clădirile cu pereți portanți, folosind programul PREMOTA;

7. Conceperea și realizarea a trei variante de prefabricare totală a fundațiilor continue, pentru blocurile de locuințe cu 3+2+4b, cu pereți portanți, brevetate la OSIM București cu nr. 80302 din 1982 /107/;

8. Inițierea și realizarea încercărilor pe modele de laborator a soluțiilor de prefabricare totală, brevetate;

9. Conceperea și realizarea unei tehnologii de adaptare a terenului la construcție cu ajutorul ploturilor executate cu vibromaiul, brevetată la OSIM București cu nr. 81746 din 1983 /91/;

10. Realizarea și urmărirea comportării în timp a primelor blo-

curi din țara noastră, cu fundații total prefabricate, pe teren natural și teren îmbunătățit cu vibromaiul (adaptat la construcție);

11. Elaborarea capitolului "Îmbunătățirea terenurilor slabe cu vibromaiul" ce a fost introdus în proiectul de "Normativ privind consolidarea terenurilor de fundare slabe prin procedee mecanice" indicativ C 29-83 (materialul se află în curs de apariție și înlocuiește pe C 29-77 /155/;

12. Înaintarea la ICUPDC București a propunerilor de "Instrucțiuni tehnice privind proiectarea și execuția unor prefabricate de infrastructură la clădirile de locuit cu pereți portanți" și întocmirea în colaborare cu C.P.J. Arad a "Detaliilor de execuție pentru fundații total prefabricate la proiectul tip T 770".

### B I B L I O G R A F I E

- \* CEAUSESCU, N.: Cuvîntare la cel de-al XII-lea Congres al PCR, Ed. pol. 1979, Buc.
- \* CEAUSESCU, N.: Cuvîntare la Conferința Națională a PCR, 16-18 dec. 1982, Ed. pol. 1983, Buc.
- \* \* \* \* PROGRAMUL DIRECTIVA de cercetare științifică, dezvoltare tehnologică și de introducere a progresului tehnic în perioada 1981-1990 și direcțiile principale pînă în anul 2000. Ed. politică, București, 1979.
- I /1/. THE INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON CIVIL ENGINEERING STRUCTURES RESTING ON SOIL AND ROCKS, November, 24-27, 1969, Special Publications vol. XIX, Sarajevo, 1973.  
THEME A: Experimental and Theoretical Investigations.
- /2/. EVDOKIMOV, D. P., CHIRIAEV, A. R., LIPOVETSKAYA, A. T.: Répartition des contraintes sur la surface de contact entre l'ouvrage en béton et fondation non - rocheuse, p. 27-34.
- /3/. SZECHY, K.: The Influence of the Shape of Contact Surface upon Contact Pressure Distribution, p. 47-50.
- /4/. HELLERS, G. B., OKRJE, C.: Centrally Loaded Infinite Strip on a Single-Layer Elastic Foundation-Solution in Closed Form According to the Boussinesq Theory, p. 117-130.
- /5/. GORBUNOV-POSADOV, I. M., MALIKOVA, A. T.: Practical Questions in the Calculation of Large Foundation Plate, p. 131-134.
- /6/. SCHULTZE, E.: The Combination of Modulus of Subgrade Reaction and Modulus of Compressibility Methods, p. 155-170.
- /7/. SIVULIDI, A. I.: Calculation of Two-Way Beams with Fixed Ends, Lying on Elastic Foundation, p. 171-175.

- II /8/. THE INTERACTION OF STRUCTURE AND FOUNDATION, Proceedings of the Symposium held at the Birmingham, 12-14 th July, 1971, Birmingham.
- /9/. PICHUMANI, R., TRIANDAFILIDIS, F.G.: Interaction between rigid Pavement Slab and its Foundation—a Finite Element Analysis, p.146-160.
- /10/. ISENBERG, J.: Interaction between Soil and Nuclear Reactor Foundation during Earthquakes, p.183-196.
- III./11/. SOHLDRUCKVERTEILUNG UNTER FLÄCHENGRÜNDUNGEN BEI BESONDERER BERÜCKSICHTIGUNG DER BAUWERKSSTEIFIGKEIT, Internationales Symposium vom 1-3 November 1972 in Dresden Bauinformation, D.D.R., Berlin, 1973.
- /12/. BEER, de E.: Heutiger Stand der Berechnung der Sohldruckverteilung unter Flächengründungen bei besonderer Berücksichtigung der Bauwerkssteifigkeit, p.23-39.
- /13/. GRASSHOFF, H.: Einfluss der relativen Balkensteifigkeit und der Laststellung auf die Biegebeanspruchung eines Gründungsbalkens, p.55-75.
- /14/. KANY, M.: Einflüsse von Ungleichmässigkeiten in Baugrund und in der Bauwerkssteifigkeit auf die Biegebeanspruchung von Flächengründungen, p.109-120.
- IV /15/. PROCEEDINGS OF THE EIGHT INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, SESSION 2. Interaction of Soil Bases and Structures, Moscow, 1973.
- /16/. GORBUNOV-POSADOV, I.M., DAVIDOV, S.S.: Prediction of Settlement, Design of flexible Foundation, Beam and Slabs, Referate.
- /17/. DALMATOV, I.B., SOTNICOV, N.S., BOROSHEVICH, M.M., ZHAIENSKY, V.V.: Investigation of Soil Deformation in Foundation Beds of Structures, 2/9, p.55-60.
- /18/. KLEPIKOV, N.S., BOBRITSKY, M.G., RIVKIN, A.S., SALIKOVA, A.T.: Analysis of the Foundation Slabs and Upper Structure Interaction, 2/20, p.127-133.
- /19/. DUSAN, M., MILOVIĆ: Stresses and Displacements Produced by a Ring Foundation, 2/25, p.167-172.
- /20/. SCHULTZE, E., SHERIF, G.: Prediction of Settlements from Evaluated Settlement Observations For sand, 2/36, p.225-230.
- V /21/. A III-a CONFERINȚA DE GEOTEHNICĂ ȘI FUNDĂȚII. Probleme actuale în proiectarea și execuția fundațiilor și lucrărilor de pământ, 8-10 septembrie 1975, Timișoara.
- /22/. GUTESCU, D., PAUNESCU, M., LUPE, E., TEODORSCU, S.: Cîteva observații privind tasarea unei clădiri fundate pe terenuri consolidate, p.213-219.

- /23/. BILIC, A., UNGUREANU, N., CIOABADI, I.: Cadre plane de fundații izolate în conlucrare cu terenul de fundare, p.258-266.
- /24/. ANASTASESCU, D.: Considerații asupra efectului deformațiilor de lungă durată, în calculul spațial de conlucrare dintre suprastructură, fundație și terenul de fundare, p.357-364.
- /25/. BALLY, J.R., OTTULESCU, D., CANTARAGIU, C.: Neuniformitatea tasărilor construcțiilor civile, fondate pe loessuri sensibile la umezire, p.365-375.
- /26/. BOTHA, E., ANTONESCU, I.: Unele aspecte privind realizarea rezervoarelor de apă cilindrice din beton armat pe terenuri sensibile la umezire, p.376-386.
- /27/. TEODORESCU, S., COSOVLIU, O., DIANU, V., GHEORGHIU, V., IONESCU-FULGER, C.: Considerații privind experimentarea unei clădiri de locuit supusă tasărilor diferențiate dirijate, p.415-425.
- VI /28/. SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENG. Session 5, Soil/Structure Interaction, Stockholm, 1981.
- /29/. EGOROV, E.K., BUDIN, Ya, A.: Stress-Strain behaviour of Soil-bases related to Time.
- /30/. GATTI, G., JON, I.: The creep Effects in the Soil-Foundation Interaction.
- /31/. GORBUNOV-POSADOV, I.M., SAPEGIN, D.D., GOLBIN, L.A., BELENKAYA, V.V., PERLEY, M.E.: Stability of the Soil Base under Rigid Structures.
- /32/. PUTA, C., RYBAK, C.: Sur l'interaction de semelles filantes dans la Domaine Plastique.
- /33/. SCROTCHAN, A.E., KLEPIROV, N.S., VINCIGUROV, F.E., TROITSKY, M., LAZHENIK, G.B., BYKOVITSEV, E.V.: Interaction Sol-Fondation, Etude et Réalisation.
- \*
- \*      \*
- /34/. ADLER, L.; NEGRU, I.: Industrializarea construcțiilor. Sinteză documentară INID, București, 1981.
- /35/. ADOLNICAL, C.: Infrastructură prefabricată pentru proiectul tip T 770, C.P.J. Arad, 1982, material nepublicat.
- /36/. AGENT, R., POSTELNICU, T.: Calculul structurilor cu diafragme din beton armat. Editura tehnică, București, 1982.
- /37/. ANASTASESCU, D., GIDEA, A., WEISS, A.: Considerații asupra calculului cadrelor spațiale ortogonale multietajate din beton armat în conlucrare cu terenul de fundare prin intermediul fundațiilor de tip radier general, a III-a conferința



de Betoane, Iași, oct. 1975.

- /38/. ARABADJAN, I.R., KORSUP, B.L., TRUBIN, V.M.: Monolitizarea îmbinărilor de asamblare la executarea construcțiilor subterane "perete îngropat". Osnovania Fundamentî, nr.2, 1980.
- /39/. ARIMAS, R.: Consolidation des sols par vibration. Construction, nr. 10, oct. 1968 pag. 361 și nr. 7-8 Iul-aug. 1969, pag. 237, Paris.
- /40/. AVRAM, C., GRUNER, I., BORS, I., ș.a.: Clădiri spațiale prefabricate. Conferința a VII-a de Betoane. Vol. II, Iași, 1975.
- /41/. AVRAM, C., ANASTASESCU, D.: Structuri spațiale, Editura Academiei R.S.R., București, 1978.
- /42/. BARCAN, D.D.: Vibrometod v stroitelstve. Moscova, Gostroizdat, 1959.
- /43/. BARDEN, L.: An approximate solution for finite beams resting on elastic soil. Civ. Engr. Publ. Works Rev., 1962.
- /44/. BELES, A., MIHAILESCU, CLEMENSA, MIHAILESCU, ST.: Calculul construcțiilor amplasate pe terenuri deformabile, Ed. Academiei RSR, București, 1977.
- /45/. BELES, A.A., VOINEA, P.R.: Rezistența materialelor. Editura tehnică, București, 1958.
- /46/. BLACHERE, G.: Tehnologia construcției industrializate. Ed. Eyrolles, Paris, 1975, p. 3-91.
- /47/. BOGDAN, N.: Executarea lucrărilor de pânză. CDDAS, București, 1973.
- /48/. BRINZAN, I., BARBAIANI, I.: Calculul și alcătuirea structurilor etajate cu diafragme. Editura tehnică. București, 1976.
- /49/. CHAMECKI, S.: Calculul des tassements progressifs des foundations en tenant compte de l'interaction de structures et du sol, AITBTP, 261 sept. 1969, Paris.
- /50/. CHARLES, V.A., ș.a.: Field Studies of the Effectiveness of the Ground Treatment Technique. Dynamic Consolidation. X ICBMFE, Stockholm 1981, tema 12.
- /51/. CUTEANU, E., MARINOV, R.: Metoda elementelor finite în proiectarea structurilor. Editura Facla, Timișoara, 1980.
- /52/. DASCALU, V., MIHALACHE, A., MOLOGER, M., PAULEA, C., ROTARU, I.: Aspecte teoretice și practice ale realizării elevațiilor prefabricate spațiale la clădirile de locuit din panouri mari. Rev. Construcții nr. 11, 1982.
- /53/. DANETIU, GH., GIGNCU, V., TAMAS, IOLANDA: Fundații prefabricate realizate din plăci curbe subțiri. ÎNCHEC-filiala Timișoara, 1971.
- /54/. DANILESCU, A. GH.: Calculul rețelelor de grinzi rezezate continuu pe mediu elastic prin metoda deplasărilor. Teză de doctorat, Inst. de Constr. București, 1975.
- /55/. DIACONU, I.: Studiu teoretic și experimental al grinzilor de lun-

- gime medie și al grinzilor pereți rezemate pe mediu deformabil (ca problemă de lucrare cu terenul de fundație) Teză doctorat, Iași, 1969.
- /56/. DILA, GIL.: Tehnologii industrializate de șantier. Fundații, metode moderne de cercetare "in situ" a terenului de fundare a construcțiilor civile și industriale. INCAS, București, 1972.
- /57/. DRIMER, M., KERESKAI, A., LAZAR, M., POPESCU, E.: O clădire experimentală din panouri mari. Arhitectura RSR, nr. 2, 1960.
- /58/. ELIADE, D.: Tipizarea, pîrghie în activitatea de directivare pe linia industrializării construcțiilor. Rev. Construcții, nr. 10-11, 1971, p. 16-18.
- /59/. ENDELE, M., SEINCOA, I.: Vîscotaie zdanii s diafragmami i stvolami jestkosti. Moscova, Stroizdat, 1980.
- /60/. FILLICH, I., IERAINSCU, A., TOMA, A., FURBUI, C.: Studii și cercetări privind extinderea utilizării betonului ușor cu granolit la construcții civile și încercarea unor panouri prefabricate din beton greu pentru fundații. Contract nr. 109/78, Faza II, 1980. Material nepublicat.
- /61/. FILLICH, I., DEUTSCH, I.: Curs de beton armat și beton precomprimat. Institutul Politehnic Timișoara, 1979.
- /62/. FENOUX, G., Y.: La paroi prefabriquée, ses applications. Annales de L'Institut technique du bâtiment, nr. 1, 1974.
- /63/. GILYÉN, J.: Elemekből összeállított felmenő szerkezet viselkedése az alapozási süllyedésjűlönbeget szempontjából. Magyar építőipar nr. 6, 1978.
- /64/. GIURGEA, T., GOSPODINOV, N.: Executarea fundațiilor prin metode industriale. Sinteză documentară CDCAS, București, 1974.
- /65/. GORBUNOV-POSADOV, M. I.: Calculul construcțiilor pe mediu elastic. Trad. din lb. rusă. Ed. Tehnică, București, 1960.
- /66/. GOSCHY, B.: Az alapozási rendszerek fejlesztésének elméleti összefüggesei. Magyar építőipar nr. 6, 1980.
- /67/. GRUBA, AGNETA: Contribuții la cercetarea terenului "in situ" prin metoda penetrării dinamice cu con. Teză doctorat, Timișoara, 1979.
- /68/. HAIDA, V.: Contribuții la studiul comportării pămînturilor soliciitate dinamic și folosirii tehnicii vibrării în geotehnică - Vibroforaje. Teză de doctorat, Timișoara, 1979.
- /69/. HANSEN, S.: Dynamic Consolidation of Soil by a Falling Weight. Ground Engineering, Anglia, 5, 1978.
- /70/. HANSSON, H.: Improvement of a quick sand by Dynamic Consolidation. "X ICSMFE", Stockholm, 1981, te. 12.
- /71/. HERR, W.: Planificarea obiectelor și proceselor. Baumeister, R. F. Germania, nr. 12, 1980.

- /72/. ILIESCU, F.: 30 de ani de proiectare pentru industrial chimică. Rev. Construcții nr.5, 1980.
- /73/. JEMCUIKIN, B.N., SINITIN, A.P.: Practiceskie metodi rasceta fundamentnîh balok i plit na uprugom osnovanii. Gosstroizdat, Moskva, 1962.
- /74/. JEREBOV, A., GORDDEV, V.: Utilizarea pancurilor mari în cazul amenajării fundațiilor în raioanele seismice. Ilisnoe Stroitelstvo, nr.6, 1971.
- /75/. KEINTZEL, E.: Metode simplificate pentru calculul construcțiilor multietajate. Editura tehnică, București, 1969.
- /76/. KEZDI, A.: Fundații de clădiri pe piloți din nisip. Traducere din Melyepitestudomenyi Szemle nr.1/1951, p.13-17, IDT, București, 1952.
- /77/. KLEPIKOV, S., N.: Rascet konstrukții na uprugom osnovanii. Izd. Budivelnik, Kiev, 1967.
- /78/. KOSITINÇA, B.: Rascet crupopanelnîn zdanii na neravnomernie osnovanii - Staticeskie rasceti crupopanelnîn zdanii. Gosstroizdat, 1963.
- /79/. KRUTOV, V., I., RABINOVICI, FILATOV.: Fundamentî v vîtrambovanîh ketlovanah na vodonasîšenîh glinictîh gruntah. "Osnovania, Fundamentî i Mehanika Gruntov" URSS, 5/1980, pag.9-11.
- /80/. KRUTOV, V.I., ș.a.: Uplotnenie otalov vsarîșmîh porad tranbovania. Osnovania, Fundamentî i Mehanika Gruntov URSS 1/1981, p.16-18.
- /81/. KURIAN, P.N.: Modern Foundations. Introduction to Advanced Techniques. Tata McGraw-Hill Publishing Company Limited, New Delhi, 1982.
- /82/. LEHR, H., STANCOULESCU, E., MANCIU, I.: Metode noi în proiectarea și execuția fundațiilor. Edit. tehnică, București, 1963.
- /83/. LEONARDS, G., ș.a.: Dynamic compaction of granular soils. "Journal of the Geotechnical Engineering Division" Proc. ASCE, Vol. 106 GT 1, ian. 1980, pag. 35-44.
- /84/. LUKAS, R.: Densification of loese deposits by pounding. "Journal of the Geotechnical Engineering Division". Proc. ASCE, Vol. 106 nr. GT 4, aprilie 1980, pag. 439-446.
- /85/. LISAK, I.V.: Necotorie vaprosî rasceta konstrukții crupopanelnîn zdanii na neravnomernie osadki osnovanii. Rabota konstrukții jilîh zdanii iz crupopanelnîn elementov. Gosstroizdat, 1963.
- /86/. LAICOR, N., PAUNESCU, I.: Geotehnică și fundații. Editura didactică și pedagogică, București, 1973.
- /87/. MANCIU, I.: Fundații și procedee de fundare. Editura didactică și pedagogică, București, 1977.
- /88/. MARIN, M., PAUNESCU, I., ROSA, S., MIRAESCU, S., ERGA, S.: Cercetări pen-

- tru creșterea gradului de industrializare prin prefabricare a lucrărilor de fundații sub ziduri. Contract 305/78, Material nepublicat.
- /89/ .MARIN, M., PAUNESCU, M., ROSA, S., MIHAESCU, C., IORGA, E.: Industrializarea executării fundațiilor de construcții civile prin prefabricare. Module spațiale cu secțiuni închise. Contract nr. 172/1980. Material nepublicat.
- /90/ .MARIN, M., PAUNESCU, M., STEFANICA, M., MIHU, P., ROSU, I., Munteanu, O.: Îmbunătățirea caracteristicilor pământurilor de fundare în tehnica construcțiilor. Contract nr. 6221/81, Faza II. Material nepublicat.
- /91/ .MARIN, M., PAUNESCU, M., VITA, I.: Procedeu și dispozitiv pentru îmbunătățirea terenurilor slabe de fundare. Brevet de invenție nr. 81746, 1983.
- /92/ .MARINOV, R., KORECKA, I.: Utilizarea pereților de subsol prefabricați la clădiri de locuit cu P+4 etaje, Rev. Construcții nr. 10, București, 1979.
- /93/ .MASSONNET, CH., DEPRESZ, G., MAQUOI, R., FONDER, G.; MULLER, R.: Calculul structurilor la calculatoare electronice (traducere din limba franceză). Editura tehnică, București, 1974.
- /94/ .MIHAESCU, A.: Construcții civile. Curs litografiat, Timișoara, 1980.
- /95/ .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, 3-5 sept. 1979.
- /96/ .MIRSU, C., FRIEDRICH, R.: Construcții din beton armat. E.D.P. București, 1980.
- /97/ .MUNTEANU, I.: Calculul static al structurilor. Editura Facla, Timișoara, 1976.
- /98/ .MUSTAFAEV, A., A.: Osnovî mehaniki prosadocinîh gruntov. Moscova, Stroizdat, 1978.
- /99/ .MUSTAFAEV, A., A.: Rascet osnovanii i fundamentov na prosadocinîh gruntah. "Visșaiia scola" Moscova, 1979.
- /100/ .NEGOITA, A., FOCSA, V., RADU, A., POP, I., TUTU, E., DUMITRAS, M., NEGOITA, I.: Construcții civile. Edit. didactică și pedag. București, 1976.
- /101/ .PASCU, P.: Fundații și elevații prefabricate la un bloc de locuințe în cvartalul de locuințe "Hipodrom" (Sibiu), I.P.J. Sibiu, CDCAS, SIT, Construcții ingineresti, nr. 3, 1973, p. 1-3.
- /102/ .PAUNESCU, M.: Folosirea vibrațiilor la executarea lucrărilor de fundații. București, Editura tehnică, 1966.
- /103/ .PAUNESCU, M.: Tehnica vibrării în realizarea fundațiilor, Editura Facla, Timișoara, 1979.
- /104/ .PAUNESCU, M.: Îmbunătățirea terenurilor slabe în vederea fundării directe. Editura tehnică, București, 1980.

- /105/. PAUNESCU, M., POP, V., SILIU, P.: Geotehnică și fundații, editura didactică și pedagogică, București, 1982.
- /106/. PAUNESCU, M., TUDOR, V., CIOMOCOS, T., KORBAN, I.: Fundație prefabricată pentru clădiri de locuit și procedeul de realizare, Brevet de invenție nr. 69423/1974.
- /107/. PAUNESCU, M., CIOMOCOS, T., MARIN, M., KORBAN, I., ROSA, SIDONIA, MIHAI, I.: Structură din elemente prefabricate din beton armat pentru infrastructura construcțiilor. Brevet de invenție nr. 80382, 1982.
- /108/. PAUNESCU, M., VITA, I., MARIN, M.: Procedeul pentru realizarea fundațiilor prin vibroștanțare. Brevet de invenție nr. 81747, 1983.
- /109/. PAUNESCU, M., MARIN, M., ROSA, SIDONIA, MIHAI, I., MIHAI, I., 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, Tom 24(38), Facla 1, 1979.
- /110/. PAUNESCU, M., MARIN, M., ROSA, SIDONIA, MIHAI, I., MIHAI, I., IOANA, BOLCU.: Fundații continue cu talpă și elevații prefabricate. A IV-a Conferință de Geotehnică și Fundații, Iași, sept. 1979.
- /111/. PAUNESCU, M., MARIN, M.: Folosirea tensometriei în studiul unor fundații prefabricate. Al II-lea Simpozion național de tensometrie cu participare internațională, Cluj-Napoca, iunie, 1980.
- /112/. PAUNESCU, M., CIOMOCOS, T., GIBLA, A., MARIN, M., KORBAN, I.: Execuția și încercarea unui bloc experimental de locuințe cu infrastructura prefabricată. Rev. Construcții nr. 7, București, 1980.
- /113/. PAUNESCU, M., CIOMOCOS, T., MARIN, M., KORBAN, I.: Prefabricarea fundațiilor continue pentru clădiri civile. INCARC Buc. Soluții noi, nov. 1980.
- /114/. PAUNESCU, M., MARIN, M.: Consolidarea terenurilor slabe cu ploturi ștanțate prin vibropresare. Buletinul științific și tehnic al Institutului Politehnic "Traian Vuia" Timișoara. Tom 26 (40), Fascicola 2, iulie-decembrie, 1981.
- /115/. PAUNESCU, M., BANJA, OLGA, MARIN, M., SILIU, P.: Soluții noi de fundare directă pe gropi ștanțate cu malul greu. Rev. Construcții nr. 11, 1981.
- /116/. PAUNESCU, M., CIOMOCOS, T., KORBAN, I., MARIN, M.: urmărirea comportării în timp a unui bloc de locuințe cu infrastructura complet prefabricată. Schimbul de experiență "Comportarea in situ a construcțiilor", Tulcea, sept. 1982.
- /117/. PAUNESCU, M., MARIN, M.: Soluții noi de consolidare a terenurilor slabe folosind ploturi ștanțate prin vibropresare. Revista Construcții nr. 9, 1982, pag. 42-43.
- /118/. PAUNESCU, M., STEFANICA, MARIA, MARIN, M.: Cercetări experimentale



- \_ privind îmbunătățirea terenurilor slabe cu vibromaiul. A V-a Conferința Națională de Geotehnică și fundații, Cluj-Napoca, sept. 1983.
- /119/. PAUNESCU, M., MARIN, M., BULBOANĂ, I., MIHAI, P., JURON, A.: Construcții realizate pe teren îmbunătățit cu vibromaiul. A V-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, Cluj-Napoca, sept. 1983.
- /120/. PAUNESCU, M., VITA, I., MARIN, M.: Ridicarea gradului de mecanizare a lucrărilor de la infrastructura construcțiilor folosind tehnica vibrării. Rev. Mecanizarea Construcțiilor nr. 2, 1983.
- /121/. PAUNESCU, M.: Foundations Made by Vibratory Equipment, Proceedings of the ninth international conference on soil mechanics and foundation Engineering Vol. 2, Tokyo, 1977.
- /122/. PAUNESCU, M., HAIDA, V., MARIN, M., SORIN, P., ȘTEFĂNICĂ, MARIA, MARIN, M.: Studies and test "in situ" on structures performed on soils improved by vibration. A VII-a Conferința Europeană de mecanica pământurilor și fundații. Finlanda, Helsinki, 1983.
- /123/. PAUNESCU, M., MARIN, M., MIHAI, P.: BAUFELD AUF DURCH DRUCKGESTRECKTE PLOTTEN VERBESSERTEM BAUGRÜNDE. A VII-a Conferință a țărilor dunărene de mecanica pământurilor și fundații, URSS, Rîșinau, septembrie. 1983.
- /124/. PAUNESCU, M., ȘUCIA, AGNEȘA, HAIDA, V., MIHAI, P., JARCA, L., JURON, A.: Soluții de fundare pentru centrala electrică de termoficare situată în zona seismică. A V-a Conferință de Geotehnică și fundații, Cluj-Napoca, 1983.
- /125/. PAUNESCU, M., BOGDAN, I.: Studia tehnologică pentru îmbunătățirea caracteristicilor terenului din fundația digurilor la microcentralele de pe Cîlt în sectorul Slatina-Dunăre. Contract nr. 58/81 I.P. "T.V." Timișoara, (material nepublicat).
- /126/. POP, V., POJA, MAGDALINA, POP, A., ROMBAC, S.: Slevatii prefabricate din elemente spațiale deschise. Rev. Construcții nr. 4, 1981.
- /127/. POTBUR, I.: Die Verbesserung der Tragfähigkeit bindiger Böden durch reine Tauchrüttelung. Baumaschine und Bautechnik, 1973, pag. 385.
- /128/. PSENIČKIN, P., A.: Isslegovceni nrostranstvennoi raboti jil'ni zdanii na organizovanno uvlažnjanenih lessovih osnovanija. A.I.S.I., 1968.
- /129/. PSENIČKIN, A., P.: Rasčiot zdanii s jestcoi constructivnoi ōchemoi na staticeski neodnorodnih lessovih osnovanijah. Voprosi mananiki gruntov i stroitelstva na lessovih osnovanijah, GRCZI, 1970.
- /130/. SAVINOV, G., A., LJSKIN, I., A.: Vibracionie metod progrujenia ōvai i evo primenenie v stroitelstve. Leningrad, Gostroiiziat, 1960.

/131/ .SABARDEANU, L., FRIBBERICH, R., SOFI, R., CILIBASCIO, R.: "Oraș finite-  
Metodă și program de calcul". Al II-lea Simpozion Național  
"Aplicații ale informaticii în proiectarea și cercetarea de  
construcții", Sibiu, nov., 1980.

/132/ .SOMONENKO, M. B., SIMITKI, M. G.: Executarea celulelor de mină cu  
metoda perete prefabricat în teren. Promîglence Stroitelstva,  
nr.10, 1977.

/133/ .SĂMUELIDI, A. I.: Raschet inženernîn construcții na uprugom osno-  
vanii. Moscova, 1978.

/134/ .SITNIKOV, M. A., ROSCIN, V.: Panelnîe fundamentî. Selskoe stroitel-  
stvo, URSS, 1968 nr.1.

/135/ .SILICU, T.: Conlucrarea dintre structură, fundație și terenul de  
fundație. CDBAL, nov. 1971.

/136/ .SILICU, T., RAILEANU, P., SOFI, R., CILIBASCIO, R., GRESU, V., ROSAP, V.,  
STANCIU, A., NICULITA, A.: Unele aspecte privind dimensionarea  
penelor de pământ. Rev. Construcții nr.4, 1981.

/137/ .STANCIULESCU, I.: Curs de geotehnică și fundații. București, 1961.

/138/ .STODOROWICZ, V.: Prefabricarea părții subterane a clădirilor de  
locuit. Inzynieria i Budowlany (R.P.P.), 1971. nr.3.

/139/ .SVETINSKY, B. V.: Metode progresive de construire a infrastructu-  
rii fundațiilor, Osnovania Fundamentî, nr.2, 1980.

/140/ .SZLAVIK, F.: Paneles lakóépületek előregyártott alépitményei.  
Magyar építőipar nr.6, 1978.

/141/ .SAGHIN, P. P.: Procinosti sbornîh zdaniî na prosadocinîh grantan.  
Gosstroizdat, 1963.

/142/ .TANANOV, M., ZELISCUIANĂCĂIA, L., HILMAN, V.: Fundații din prefabrica-  
te la clădirile din Novokuzneț. Ilisnoe stroitelstvo, nr.11,  
1971.

/143/ .TUDOR, V.: Un nou sistem de realizare a infrastructurii blocuri-  
lor de locuințe P+4E. Sesiunea științifică de comunicări, In-  
stitutul Politehnic Cluj-Napoca, 28-29 octombrie, 1978.

/144/ .TUDOR, V.: Fundații prefabricate pentru construcții de clădiri  
(conlucrarea: construcție-fundație-teren în regim static și  
dinamic). Teză de doctorat, Timișoara, 1980.

/145/ .TITOVICI, A. N.: Mehànica grantov. Moscova, Gosstroizdat, 1963.

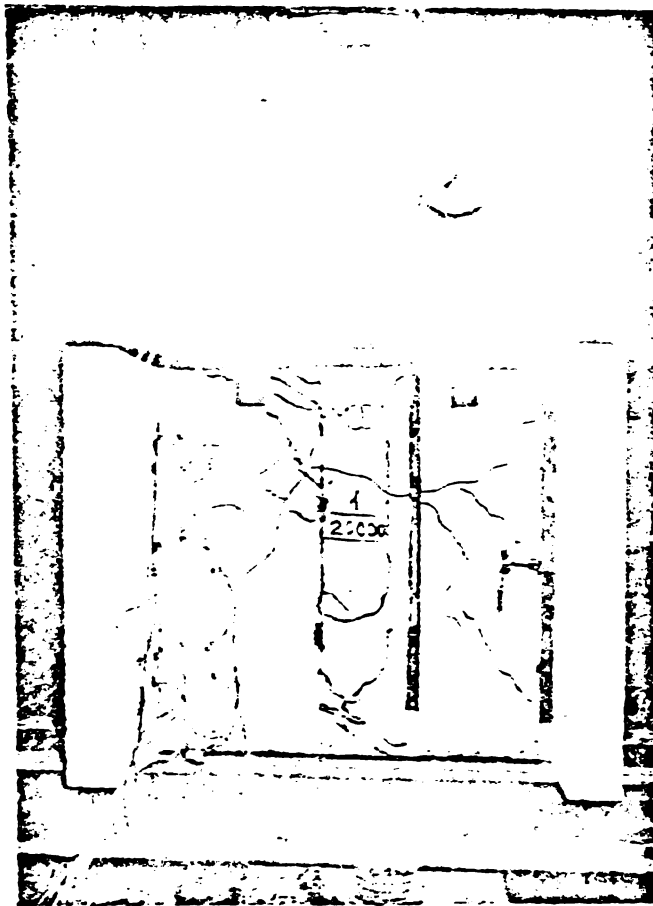
/146/ .VERNESCU, P.: Realizări în tipizarea construcțiilor industriale  
în 15 ani de activitate. Rev. Construcții nr.10, 1971, p.4-16.

/147/ .VITA, I., AFANASIU.: Compactarea prin vibroflotare a terenurilor  
granulare necoezive. Construcții nr. / București, 1978, p.49-50.

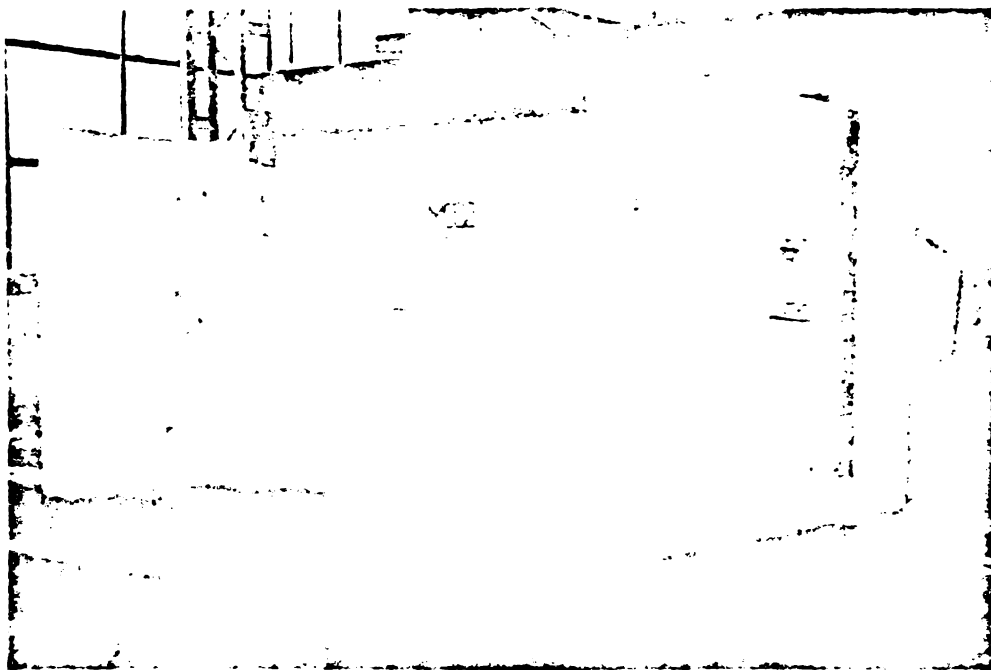
/148/ .WILKIN, A.: Contribuții privind conlucrarea dintre o structură  
de mare rigiditate cu regim mediu de înălțime și terenul de  
fundare. Rezumatul tezei de doctorat, Iași, 1971.

- /149/ .MIGHTI, G., A.: Locuințe industrializate în programul breakthrough. Congresul al V-lea CIB, Paris, Versailles, 1971, pag.55-61.
- /150/.xxx Instrucțiuni tehnice pentru folosirea penetrării dinamice cu con.C 176-75, Bul.Construcțiilor nr.1, 1976.
- /151/.xxx Instrucțiuni tehnice privind proiectarea clădirilor cu structura de rezistență din pancouri mari elaborat de I.P.C.T., indicativ P 101-78.
- /152/.xxx-Instrucțiuni tehnice privind executarea lucrărilor de fundații prin prefabricare la pereți pentru clădiri civile.Poziția plan normative IV - 2/79.Material aprobat de I.C.P.C.S. București (nepublicat).
- /153/.xxx Soluții noi practicate de unele unități din țară. I.C.P.C.S.-I.N.C.E.R.I., București, nov., 1980.
- /154/.xxx Teren de fundare.Determinarea modulului de deformație liniară prin încercări pe teren cu placa.Revizuire STAS 8942/3-75.Material în curs de apariție (1983).
- /155/.xxx Normativ privind consolidarea terenurilor de fundare slabe prin procedee mecanice.Proiect pentru înlocuirea lui C 29-77.Material în curs de apariție (1983).

A N E X A  
CU FOTOGRAFII SI ACTE DE EFICIENTA  
TEHNICO-ECONOMICA

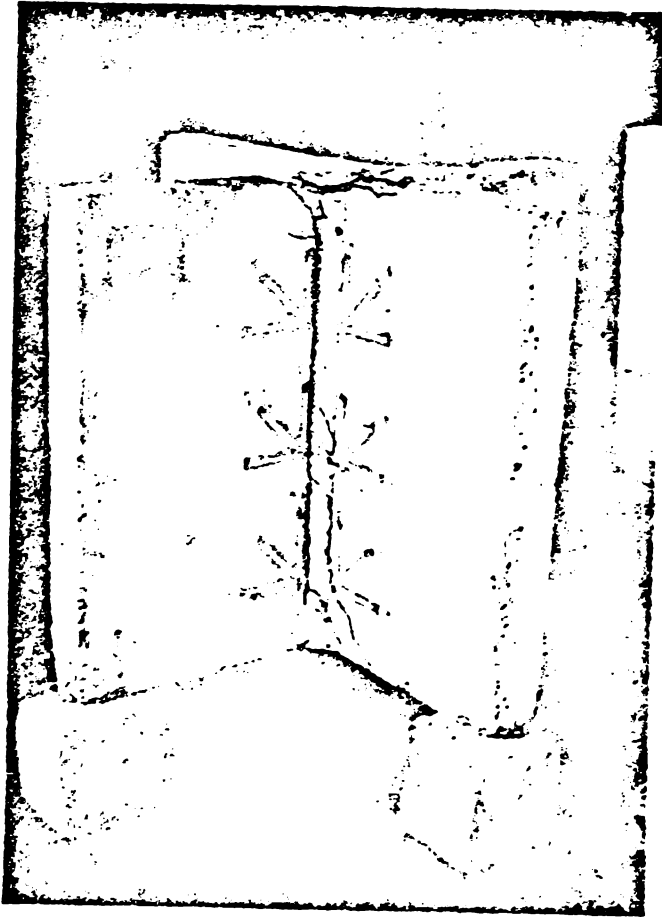


Modelul 1 după rupere

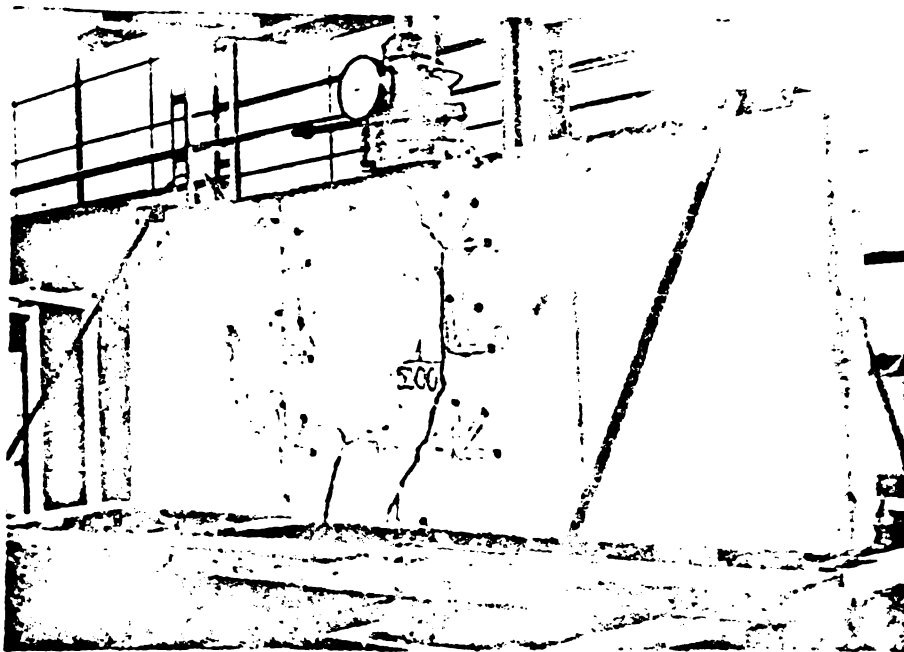


Modelul 2 după rupere





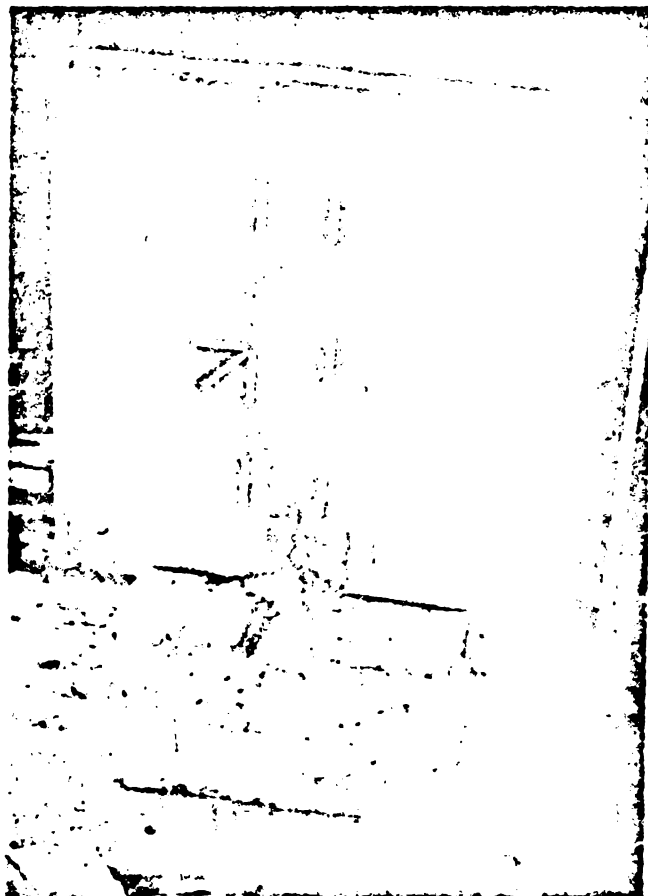
Modelul 3 după rupere



Modelul 4 după rupere



Modelul 6 după rupere



Modelul 7 după rupere



AVP-1 echipat cu vibromai  
(Autoservice Reșița)



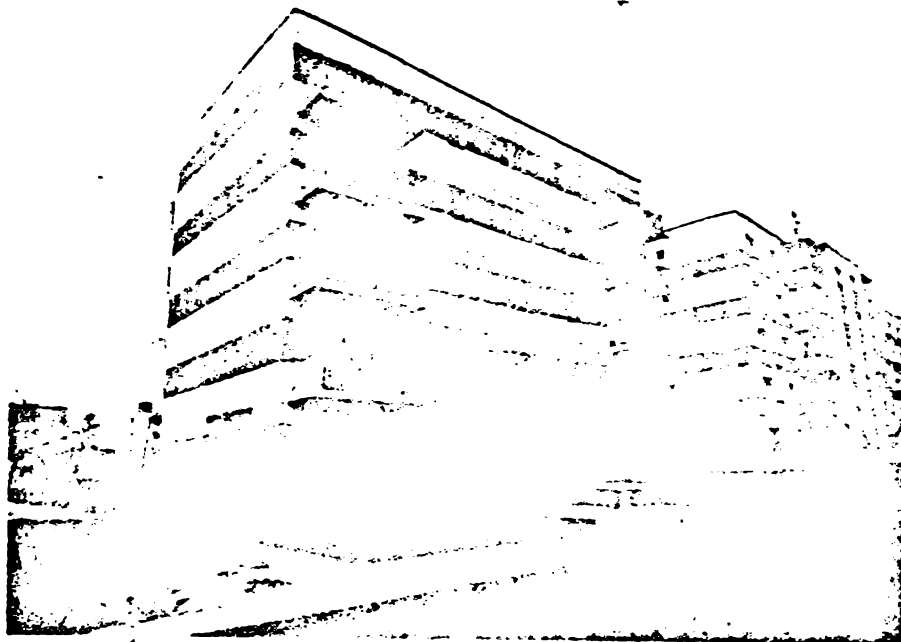
Teren îmbunătățit cu vibromaiul pe  
care se execută fundații prefabricate  
(Zona Spitalului Județean Timișoara)



Elevații prefabricate  
(Ocsko Terezia Arad)



Detaliu de imbinare elevații prefa-  
bricate (Ocsko Terezia Arad)



Blocul 108, Calea Lipovei  
Timișoara (1979) realizat cu  
fundații total prefabricate



Blocul 88, Zona spitalului Județean  
Timișoara (1982) realizat cu fundații  
total prefabricate pe teren îmbunătățit  
cu vibromaiul



ACT DE EFICIENȚĂ TEHNICO-ECONOMICĂ

La ob. „ICLPCHP Chimpez Constanța. Cantină cu grup social” s-a aplicat în anul 1982 soluția de îmbunătățire a terenului format din umpluturi cu ploturi ștanțate umplute cu balast, realizați prin vibropresare.

Soluția veche consta din pernă de piatră spartă în grosime de 2,5 m compactată mecanic.

În urma aplicării în practică a soluției cu ploturi rezultă următorii indicatori pentru cele două soluții.

Soluția este brevetată cu titlul „Procedeu și dispoziția pentru îmbunătățirea terenurilor slabe de fundare brevet nr. 81746/83.

Aria construită 24 x 30 mp.

Nr. crt.	Indicator	U.M.	Soluție pe pernă	Soluție pe ploturi	Reduceri %
1.	Terasamente	mc.	2160	961	56 %
2.	Carburanți	kg.	221900	72000	68 %
3.	Reducere durată execuție	ora	5184	1012	80 %
4.	Preț deviz teren consolidat	lei/mp	2706	960	64 %
Valoare totală			1979000	695000	1184000

Prezentul act de eficiență economică a fost aprobat în adunarea generală a oamenilor muncii din luna iulie 1983. Execuția și încesările s-au făcut în soluția pe ploturi.



CONTABIL SEF,

SEF ATEL.  
PROIECTARE,  
Ing. Encur C.

INTREPRINDEREA JUDET. CONSTR. MONTAJ  
CARAS - SEVERIN  
R E S I T A

SE APROBA  
PRIN VICEPRESEDINTE,  
ing. Gașă Ioan

ACT DE EFICIENȚA TEHNICO-ECONOMICĂ

La obiectivul Stației "Dacia service" din municipiul Reșița s-a aplicat în anul 1982, soluția de îmbunătățire a terenurilor slabe de fundare cu ploturi din materiale locale și colțari din beton simplu, realizați cu vibromaiul.

Soluția este brevetată cu titlul "Procedeu și dispozitiv pentru îmbunătățirea terenurilor slabe de fundare" brevet nr. 81746/83

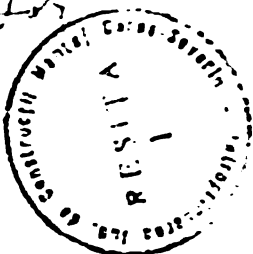
Prin aplicarea acestei soluții s-a redus durata de execuție a lucrărilor de fundații, eliminând săpăturile la adâncimi mari de fundare, utilizarea cimenturilor speciale, a sprijinirilor și a epuimentelor.

Prețul de deviz pentru soluția de fundare directă a fost de 875.000 lei iar pentru soluția nouă aplicată, de 448.200 lei obținându-se economii de ciment de 157 tone și economii valorice de 427.800 lei.

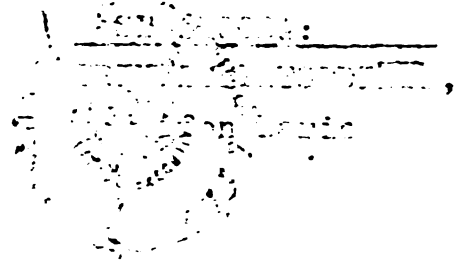
Prezentul act de eficiență tehnico-economică a fost aprobat în Consiliul Căminilor Municipii din luna iunie 1983.

DIRECTOR,  
Ing. Flores-Dolot

CONTABIL ȘEF,  
Ec. Pavel Agăscu



CENTRUL DE PROIECTARE AL JUDEȚULUI  
= A R A D =  
B-dul Armata Poporului nr.2.



= ACE DE EFICIENȚA TEHNICĂ - PVA SA =  
=====

În municipiul Arad; în anul 1982 s-a aplicat pentru prima dată soluția de îmbunătățire a terenurilor slabe de fundare cu vibrațiile, pentru realizarea a 462 apartamente, în cartierul Cecko Teresia.

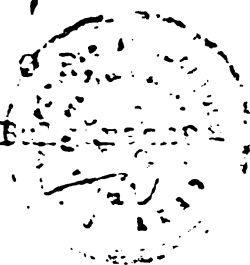
Soluția este brevetată cu titlul "Procedeu și dispozitiv pentru îmbunătățirea terenurilor slabe de fundare", brevet nr. 81746/83.

Ca urmare a aplicării soluției, s-au redus substanțial durata de execuție a fundațiilor evitând accidentele, scăderea la adâncimi mari de fundare, utilizarea citanților speciali evitând în vedere agresivitatea apei subterane.

Într-o aplicare a soluției noi, față de soluția de fundare directă, s-au obținut economii de circa 60% față de soluția directă, valoarea de 1.135.000 lei.

Tranzitul act de eficiență tehnică-economică, a fost aprobat în cadrul ședinței a oamenilor muncii din luna iunie 1983.-

D I R E C T O R  
Arh. Viorel Bălan



CONFIRMARE  
Co. 1011/1983

I.S.P.E.SECTIA TIMISOARA  
Str.Gh.Lazăr Nr.18-20  
Cod 773.396

SE AFROBA  
TECNIRESSEDINTA

Nr. 8.620/1983-07-07

Dr. Ing. Pop Vasile

ACT DE EFICIENȚA TEHNICĂ - ECONOMICĂ

La C.T. Motru, în anul 1982, s-a aplicat soluția de îmbunătățire a terenurilor slabe de fundare cu ploturi pentru realizarea CAF de 10 Gcal/h de tip ASF.

Soluția a fost propusă și executată sub îndrumarea catedrei de drumuri și fundații de la I.P.Traian Vuia Timisoara.

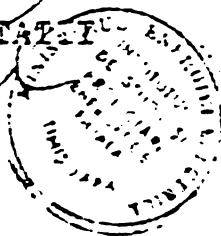
Soluția este brevetată cu titlul "Procedeu și dispozitiv pentru îmbunătățirea terenurilor slabe de fundare", brevet nr.81746/83.

Ca urmare a aplicării soluției s-a redus durata de execuție evitându-se epuizările, săpături la adâncime și lucrări de beton armat.

Prin aplicarea soluției noi, față de soluția de fundare indirectă pe barete (prevăzută în proiectul inițial), s-au obținut economii de 835.000 lei. Totodată se poate aplica și o economie substanțială de ciment, oțel beton și energie.

CONDUCĂTORUL UNITĂȚII

Dr. Ing. Scheidtnasz



SEF PR.SPEC.CONSTRUCȚII

Ing.C.Scheidtnasz

CONTABIL

Ec.I.Teremloară

I.S.P.E.SECTIA TIMISOARA  
Str.Gh.Lazăr Nr.18-20  
Cod 773.396  
Nr. 2623/12.07.1983

SE APROBA:  
VICEPRESEDINTE

Dr. Ing. Pop Vasile

### ACT DE EFICIENȚA TEHNICO - ECONOMICA

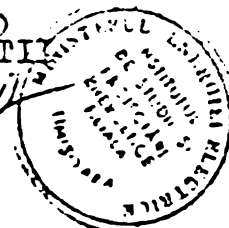
In cadrul lucrărilor de consolidare a terenurilor, necesare reducerii pntențialului de lichefiere și pentru sporirea capacității portante, pe platforma CET Timisoara, în cursul anului 1982, s-au prevăzut în proiecte și s-a aplicat în execuție soluția de îmbunătățire a terenurilor slabe de fundare cu "ploturi" din materil nisipos local executat cu vibromaiul.

Ca urmare a aplicării soluției pentru 3 obiecte care s-au executat în 1982, s-a redus durata de execuție a fundațiilor și s-au realizat economii de cca. 85.000 lei, față de procedee cunoscute cu coloane din balast, folosite în cazuri similare tot pe platforma CET Timisoara.

Soluția este brevetată cu titlul "Procedeu și dispozitiv pentru îmbunătățirea terenurilor slabe de fundare" brevet nr.81746/83.

CONDUCATORUL UNITATII

Dr. Ing. N. Pîot



SEF PE SPEC.CONSTRUCTII

Ing. L. Varga

CONTABIL

Ec. I. Ferfăloașă